

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO EM APOIOS INTERNOS
DE LAJES PROTENDIDAS SEM ADERÊNCIA**

JOSÉ CARLOS CIRINO LEITE JÚNIOR

**VITÓRIA
2015**

JOSÉ CARLOS CIRINO LEITE JÚNIOR

**DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO EM APOIOS INTERNOS
DE LAJES PROTENDIDAS SEM ADERÊNCIA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

Orientador: Professor Doutor Walnório Graça Ferreira

**VITÓRIA
2015**

**DIMENSIONAMENTO À PUNÇÃO EM APOIOS INTERNOS DE LAJES
PROTENDIDAS SEM ADERÊNCIA**

José Carlos Cirino Leite Júnior

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de Estruturas.

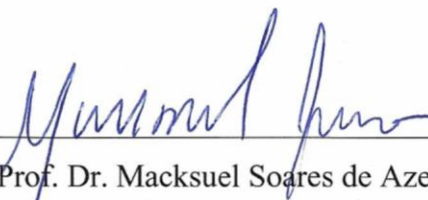
Aprovada no dia **14 de agosto de 2015** por:



Prof. Dr. Walnório Graça Ferreira
Doutor em Engenharia Civil
Orientador - UFES



Prof. Dr. Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi
Doutor em Engenharia Civil
Coorientador - UFES



Prof. Dr. Macksuel Soares de Azevedo
Doutor em Engenharia Civil
Membro Interno - UFES



Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein
Doutor em Engenharia Civil
Membro Externo - UNICAMP

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Setorial Tecnológica,
Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

L533d Leite Junior, Jose Carlos Cirino, 1984-
Dimensionamento à punção em apoios internos de lajes
protendidas sem aderência / Jose Carlos Cirino Leite Junior. –
2015.
157 f. : il.

Orientador: Walnório Graça Ferreira.
Coorientador: Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi.
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade
Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico.

1. Lajes de concreto. 2. Concreto protendido. 3. Normas
técnicas (Engenharia). 4. Lajes – Testes. 5. Punção (Construção
civil). 6. Cordoalhas (Construção civil). I. Ferreira, Walnório
Graça. II. Luchi, Lorenzo Augusto Ruschi e. III. Universidade
Federal do Espírito Santo. Centro Tecnológico. VI. Título.

CDU: 624

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus, pela oportunidade de concluir mais esta etapa na minha vida.

Ao professor Walnório Graça Ferreira, por sua disponibilidade de tempo, pelos conselhos e correções sugeridas ao longo do processo.

Ao professor Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi, pela dedicação e incentivo prestados durante todo o período de desenvolvimento da dissertação, colaborando com seu grande conhecimento na área de concreto protendido.

Ao meu amigo e colega de profissão, eng. Carlos Augusto C. Nogueira da Gama, que sempre colaborou com suas ideias inovadoras e econômicas, visando sempre a soluções arrojadas e seguras.

À minha família e amigos, pela paciência demonstrada e por todo o estímulo para que este projeto fosse concluído.

RESUMO

Esta dissertação trata da punção em lajes protendidas com cordoalhas não aderentes, para pilares internos, calculadas através das normas ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e ACI 318-11.

Ao longo do trabalho, são apresentados dimensionamentos à punção através desses códigos a fim de se obter uma análise comparativa dos resultados. Além disso, são expostas três situações de provas de carga não destrutivas para punção, realizadas em lajes reais. Os casos, verificados a partir da comparação entre as quatro normas, servem de base para avaliações sobre o nível de segurança estrutural entre os dimensionamentos.

Após as análises teóricas, conclui-se que, no geral, o EC2:2004 e a NBR 6118:2014 são os códigos que geram os resultados menos conservadores no cálculo das armaduras de punção. Já o ACI 318-11 e a NBR 6118:2007 obtêm os resultados mais conservadores para esse dimensionamento.

Quando considerados os carregamentos máximos sem utilização de armadura de punção, a norma americana se destaca, obtendo valores comparáveis aos do EC2:2004 e da NBR 6118:2014. A NBR 6118:2007 resulta em dimensionamentos sempre mais conservadores.

Palavras-chave: lajes protendidas; punção; pilar interno; normas; ensaios.

ABSTRACT

This work studies the punching shear in prestressed slabs with unbonded tendons, for internal columns, calculated by ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 and ACI 318-11.

Punching shear calculations will be presented in order to obtain comparative results analysis. Also, there are three situations presented of non-destructive load tests for punching shear, in real slabs. The cases, calculated using the four compared regulation codes, provide a basis for assessments of the conservatism level among the formulations.

After the theoretical analysis, in general, it is concluded that EC2:2004 and NBR 6118:2014 are the codes that generate less conservative results in punching shear calculation. However, ACI 318-11 and the NBR 6118:2007 obtain the most conservative results for this design.

Considering the maximum loads without the use of punching shear reinforcement ACI 318 generates values comparable to EC2 and NBR 6118:2014. The most conservative results are always generated by NBR 6118:2007.

Keywords: prestressed slabs; punching shear; internal columns; codes; tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Modelo de laje lisa apoiada diretamente sobre pilares.....	22
Figura 2.2 – Momentos principais positivos e negativos	23
Figura 2.3 – Ruptura teórica por corte.....	24
Figura 2.4 – Perímetros de controle e inclinação considerada de ruptura	25
Figura 2.5 – Fissuras devido ao punçonnemento.....	25
Figura 2.6 – Padrão de fissurações para ligação com pilares internos submetidos a carregamento simétrico	26
Figura 2.7 – Tipos de ruptura por punção em lajes com armadura de punção	26
Figura 2.8 – Ruptura por punção sem armadura contra colapso progressivo	27
Figura 2.9 – Ruptura por punção com armadura contra colapso progressivo	27
Figura 2.10 – Tipos de estribo.....	28
Figura 2.11 – Conectores de cisalhamento em torno do pilar	29
Figura 2.12 – “ <i>Shearheads</i> ”	30
Figura 2.13 – Forças decorrentes da protensão num capitel de laje.....	31
Figura 2.14 – Traçado Vertical dos Cabos	31
Figura 2.15 – Aumento da resistência ao cisalhamento a partir do aumento da compressão axial	32
Figura 2.16 – Perímetro crítico em pilares internos.....	34
Figura 2.17 – Perímetro crítico no caso de o contorno C apresentar reentrância	36
Figura 2.18 – Perímetro crítico junto à abertura na laje	36
Figura 2.19 – Disposição da armadura de punção em corte.....	39
Figura 2.20 – Disposição da armadura de punção em planta e contorno da superfície crítica C”	39
Figura 2.21 – Efeito favorável dos cabos inclinados	40
Figura 2.22 – Armaduras de punção	40
Figura 2.23 – Perímetro efetivo b_o para diferentes seções de pilares	41
Figura 2.24 – Efeito das aberturas na redução do perímetro crítico efetivo	42
Figura 2.25 – Esforço cortante para pilares internos.....	43
Figura 2.26 – valor de β para seções não retangulares	44

Figura 2.27 – Arranjo da armadura de punção para pilares internos e perímetros de controle	45
Figura 2.28 – Perímetros de controle ao redor da área carregada.....	47
Figura 2.29 – Perímetro de controle junto a uma abertura.....	47
Figura 2.30 – Distribuição de tensões tangenciais devido a um momento não equilibrado na ligação entre uma laje e um pilar interno	49
Figura 2.31 – Valores recomendados para β	50
Figura 2.32 – Perímetro exterior à armadura de punção para pilares internos	52
Figura 2.33 – Seção de controle para determinação de V_p , de acordo com o Eurocode.....	53
Figura 2.34 – Características dos modelos	57
Figura 2.35 – Representação gráfica dos resultados	58
Figura 2.36 – Geometria dos modelos locais de ensaio.....	63
Figura 2.37 – Vista lateral do modelo.....	63
Figura 2.38 – Geometria dos modelos ensaiados	65
Figura 3.1 – Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para NBR 6118 e ACI 318	69
Figura 3.2 – Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para EC2	69
Figura 4.1 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$ Comparação 1	84
Figura 4.2 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$ Comparação 1	85
Figura 4.3 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$ Comparação 1	85
Figura 4.4 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$ Comparação 1	86
Figura 4.5 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$ Comparação 2.....	86
Figura 4.6 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$ Comparação 2.....	87

Figura 4.7 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 2.....	87
Figura 4.8 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 2.....	88
Figura 4.9 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 3.....	88
Figura 4.10 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 3.....	89
Figura 4.11 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 3.....	89
Figura 4.12 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 3.....	90
Figura 4.13 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 4.....	90
Figura 4.14 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 4.....	91
Figura 4.15 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 4.....	91
Figura 4.16 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 4.....	92
Figura 4.17 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 5.....	92
Figura 4.18 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 5.....	93
Figura 4.19 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 5.....	93
Figura 4.20 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$	
Comparação 5.....	94
Figura 4.21 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$	
Comparação 6.....	94

Figura 4.22 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa/}$ Comparação 6.....	95
Figura 4.23 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$ Comparação 6.....	95
Figura 4.24 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa/}$ Comparação 6.....	96
Figura 4.25 – Cargas máximas para caso 1.....	101
Figura 4.26 – Cargas máximas para caso 2.....	102
Figura 4.27 – Cargas máximas para caso 3.....	102
Figura 4.28 – Cargas máximas para caso 4.....	103
Figura 4.29 – Cargas máximas para caso 5.....	103
Figura 4.30 – Cargas máximas para caso 6.....	104
Figura 4.31 – Cargas máximas para caso 7.....	104
Figura 4.32 – Cargas máximas para caso 8.....	105
Figura 4.33 – Cargas máximas para caso 9.....	105
Figura 4.34 – Cargas máximas para caso 10.....	106
Figura 4.35 – Cargas máximas para caso 11.....	106
Figura 4.36 – Cargas máximas para caso 12.....	107
Figura 4.37 – Cargas máximas para caso 13.....	107
Figura 4.38 – Cargas máximas para caso 14.....	108
Figura 4.39 – Cargas máximas para caso 15.....	108
Figura 4.40 – Cargas máximas para caso 16.....	109
Figura 4.41 – Cargas máximas para caso 17.....	109
Figura 4.42 – Cargas máximas para caso 18.....	110
Figura 5.1 – Diretrizes para a prova de carga 1	112
Figura 5.2 – Ensaio realizado na situação 1	112
Figura 5.3 – Armação negativa para situação 1	113
Figura 5.4 – Furos em torno do pilar para situação 1	113
Figura 5.5 – Armadura de punção para situação 1	114
Figura 5.6 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 1	115
Figura 5.7 – Cortantes máximos de cálculo para situação 1	116

Figura 5.8 – Diretrizes para a prova de carga 2	117
Figura 5.9 – Ensaio realizado na situação 2	117
Figura 5.10 – Armação negativa para situação 2	118
Figura 5.11 – Furos em torno do pilar para situação 2.....	118
Figura 5.12 – Armadura de punção para situação 2	119
Figura 5.13 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 2.....	120
Figura 5.14 – Cortantes máximos de cálculo para situação 2.....	121
Figura 5.15 – Diretrizes para a prova de carga 3	122
Figura 5.16 – Ensaio realizado na situação 3.....	122
Figura 5.17 – Perímetro de controle na situação 3.....	123
Figura 5.18 – Armação negativa para situação 3	123
Figura 5.19 – Furos em torno do pilar para situação 3.....	124
Figura 5.20 – Armadura de punção para situação 3	124
Figura 5.21 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 3.....	125
Figura 5.22 – Cortantes máximos de cálculo para situação 3.....	126

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Valores de K	35
Tabela 2.2 – Valores de k para áreas carregadas retangulares.....	48
Tabela 2.3– Previsão da força de ruína, em porcentagem.....	58
Tabela 2.4 – Previsão da posição da superfície de ruína.....	58
Tabela 2.5 – Lajes ensaiadas.....	60
Tabela 2.6 - Média e coeficiente de variação de V_u/V_{calc}	61
Tabela 2.7 – Relação entre tensões atuantes e tensões resistentes	65
Tabela 3.1 – Áreas de aço (cm^2) para NBR 6118:2007 - análise 1	70
Tabela 3.2 – Áreas de aço (cm^2) para NBR 6118:2007 - análise 2	70
Tabela 3.3 – Áreas de aço (cm^2) para NBR 6118:2014 - análise 1	71
Tabela 3.4 – Áreas de aço (cm^2) para NBR 6118:2014 - análise 2	71
Tabela 3.5 – Áreas de aço (cm^2) para ACI 318-11 - análise 1	72
Tabela 3.6 – Áreas de aço (cm^2) para ACI 318-11 - análise 2	72
Tabela 3.7 – Áreas de aço (cm^2) para EC2:2004 - análise 1	73
Tabela 3.8 – Áreas de aço (cm^2) para EC2:2004 - análise 2	73
Tabela 4.1 – Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	74
Tabela 4.2 – Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa).....	75
Tabela 4.3 – Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	76
Tabela 4.4 – Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa.....	76
Tabela 4.5 – Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	78
Tabela 4.6 – Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa.....	78
Tabela 4.7 – Redução percentual para Comparação 4 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	79
Tabela 4.8 – Redução percentual para Comparação 4 $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa.....	80
Tabela 4.9 – Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	81
Tabela 4.10 – Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa	81
Tabela 4.11 – Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa	82
Tabela 4.12 – Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa	83
Tabela 4.13 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (NBR6118:2007)	97

Tabela 4.14 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (NBR6118:2014)	98
Tabela 4.15 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (ACI 318-11).....	99
Tabela 4.16 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (EC2:2004)	100
Tabela 4.17 – Valores de cortante de cálculo máximo (kN)	101
Tabela 5.1 – Valores de carregamento de cálculo e nominal (provas de carga 1 e 2)	127
Tabela 5.2 – Valores de carregamento de cálculo e nominal (prova de carga 3)....	127

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	MOTIVAÇÃO	18
1.2	OBJETIVOS	19
1.3	METODOLOGIA.....	19
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1	PUNÇÃO EM LAJES PLANAS	22
2.1.1	Conceitos básicos.....	22
2.2	TIPOS USUAIS DE ARMADURA DE PUNÇÃO	28
2.2.1	Estribos.....	28
2.2.2	Conectores (<i>Studs</i>).....	29
2.2.3	“ <i>Shearheads</i> ”	29
2.3	PROTENSÃO EM LAJES	30
2.4	NBR 6118:2014	33
2.4.1	Modelo de cálculo	33
2.4.2	Pilar interno com carregamento simétrico	33
2.4.3	Pilar interno com efeito de momento	34
2.4.4	Casos especiais de definição do contorno crítico	35
2.4.5	Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície C	36
2.4.6	Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção	37
2.4.7	Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção	38
2.4.8	Definição da superfície crítica C''	38
2.4.9	Verificação em elementos estruturais protendidos	39
2.5	ACI 318 - 11	41
2.5.1	Perímetros de controle	41
2.5.2	Cálculo da tensão solicitante τ_u no perímetro efetivo b_o	42
2.5.3	Cálculo da tensão resistente τ_n no perímetro efetivo b_o	43

2.5.4	Verificação em elementos estruturais protendidos	46
2.6	EUROCODE 2: 2004.....	46
2.6.1	Cálculo das tensões solicitantes nos perímetros de controle	47
2.6.2	Cálculo das tensões resistentes nos perímetros de controle.....	51
2.6.3	Verificação para lajes protendidas.....	52
2.7	ESTUDOS DE PUNÇÃO EM LAJES PROTENDIDAS.....	53
2.7.1	Scordelis et al. (1958 apud Faria, 2004).....	54
2.7.2	Grow e Vanderbilt (1967 apud Faria, 2004).....	54
2.7.3	Burns e Smith (1973 apud Faria, 2004).....	55
2.7.4	Hawkins e Trongtham (1975 apud Faria, 2004).....	55
2.7.5	MELGES, José Luiz P. (2001).....	56
2.7.6	SILVA, Ricardo José C. (2005).....	59
2.7.7	CARVALHO, Alessandra L. (2005).....	61
2.7.8	HONORATO, Marcos Oliveira (2008).....	62
2.7.9	BARBÁN, Vladimir Villaverde (2008).....	64
2.7.10	CARVALHO, Clauderson Baliseu (2008).....	66
3	DIMENSIONAMENTOS TEÓRICOS.....	68
3.1	DIMENSIONAMENTO A PARTIR DA NBR 6118:2007	70
3.2	DIMENSIONAMENTO A PARTIR DA NBR 6118:2014.....	71
3.3	DIMENSIONAMENTO A PARTIR DO ACI 318-11.....	72
3.4	DIMENSIONAMENTO A PARTIR DO EUROCODE 2: 2004	73
4	ANÁLISES COMPARATIVAS	74
4.1	REDUÇÕES PERCENTUAIS DE ARMADURA DE PUNÇÃO.....	74
4.2	GRÁFICOS COMPARATIVOS	84
4.3	REDUÇÃO PERCENTUAL DE ARMADURA DE PUNÇÃO DEVIDO AO ACRÉSCIMO DE PROTENSÃO	96
4.4	CORTANTE MÁXIMO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO	101
5	PROVAS DE CARGA NÃO DESTRUTIVAS	111
5.1	SITUAÇÃO 1.....	111
5.1.1	Cortantes máximos de cálculo.....	115
5.2	SITUAÇÃO 2.....	116
5.2.1	Cortantes máximos de cálculo.....	120

5.3 SITUAÇÃO 3.....	121
5.3.1 Cortantes máximos de cálculo.....	125
5.4 ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA	126
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	129
6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	129
6.1.1 Armaduras de punção calculadas nos exemplos teóricos	129
6.1.2 Valores de cortantes máximos sem armadura de punção	131
6.1.3 Considerações finais referentes às provas de carga	132
6.2 CONCLUSÕES	132
6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	134
7 REFERÊNCIAS.....	136
ANEXO A	139
ANEXO B	147
ANEXO C	155
ANEXO D	164
ANEXO E	169

1 INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO

A motivação desta pesquisa provém do fato de as normas brasileira, europeia e americana possuírem diferentes formulações para o cálculo da punção em lajes protendidas e gerarem resultados distintos. Além disso, as normas resultam em um dimensionamento conservador, comparando-se com os resultados reais de ensaios em lajes com protensão.

As considerações desta dissertação poderão ser utilizadas para reforçar o fato de que as formulações das normas podem ser revistas, considerando-se ainda mais a influência da compressão do concreto, devido à protensão, na resistência ao cisalhamento.

Para o dimensionamento à punção, a NBR 6118:2007 (norma que estava vigente até abril de 2014) não considerava a compressão do concreto da laje devido à protensão. Apenas a componente inclinada de uma parte das cordoalhas era considerada para alívio da carga solicitante de cálculo, entretanto, isso não gera diferença significativa pelo fato de o ângulo de inclinação dos cabos ser bem próximo de zero. O ACI 318-11 e o EC2:2004 consideram a compressão do concreto no plano da laje para acréscimo da resistência à punção.

Tentando obter resultados menos conservadores, a NBR 6118:2014 revisou sua formulação do dimensionamento à punção inserindo uma parcela referente à compressão da laje, devido à protensão, tal como o EC2.

Obviamente, sabemos que projetos estruturais devem ser seguros, entretanto não há motivo para gastos desnecessários, visto que a engenharia existe, justamente, para que sejam alcançados resultados viáveis e econômicos.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo da pesquisa é fazer uma análise entre o dimensionamento à punção estabelecido pelas normas ABNT NBR 6118:2007, ABNT NBR 6118:2014, EN 1992-1-1:2004 e ACI 318-11.

Será estudado o grau de conservadorismo, apresentado entre as diferentes formulações, através de cálculos comparativos e provas de carga não destrutivas. Dessa maneira, amplia-se o conhecimento sobre as normas de dimensionamento visando a futuras alterações que forneçam resultados seguros, porém mais fiéis à realidade.

1.3 METODOLOGIA

Vários dimensionamentos serão feitos, numa análise paramétrica, alterando-se níveis de carregamento, seções de pilares, resistência do concreto e taxa de armadura, para que seja observada a diferença de resultados entre as normas.

Este trabalho também analisará o dimensionamento à punção para lajes já executadas e em funcionamento, de maneira a comparar as armaduras presentes com as armaduras requeridas, por meio das quatro normas em estudo.

Os ensaios não destrutivos de prova de carga à punção, feitos *in loco*, apesar de não mostrarem a resistência última da ligação da laje ao pilar, servem para mostrar o nível de conservadorismo das normas no cálculo de punção em lajes protendidas. O assunto é alvo de muitas pesquisas, sendo que todas chegam à conclusão de que as normas deveriam ter alguns pontos revistos a fim de que os resultados analíticos fossem mais fiéis à realidade.

Para que os objetivos sejam atendidos, as seguintes etapas deverão ser cumpridas:

- 1) Realizar um levantamento bibliográfico a fim de conhecer o desenvolvimento científico e técnico relativo ao dimensionamento da punção em lajes protendidas com cordoalhas engraxadas;

- 2) Comparar as normas brasileira, europeia e americana, verificando as diferenças entre elas quando se trata de punção.
- 3) Apresentar exemplos teóricos de dimensionamento à punção para ligação laje-pilar interno.
- 4) Comparar os resultados obtidos para as quatro normas em estudo.
- 5) Expor provas de carga não destrutivas de lajes reais.
- 6) Dimensionar à punção as lajes reais na ligação com pilares internos e comparar os resultados obtidos.
- 7) Verificar o esforço cortante máximo de cálculo que as normas estipulam para a armação adotada nas lajes em questão.
- 8) Apresentar os resultados das provas de carga não destrutivas e fazer uma comparação com as previsões de carregamento feitas anteriormente.

Vale ressaltar algumas observações para este trabalho, que são:

- A pesquisa será feita considerando-se apenas lajes planas com cordoalhas engraxadas.
- O funcionamento será analisado apenas na ligação com pilares internos.
- Os cálculos comparativos entre as normas serão feitos para uma mesma espessura de laje.
- Os ensaios realizados nas lajes reais não foram destrutivos, chegando-se apenas à sobrecarga de projeto.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho está dividido em sete capítulos:

Capítulo 1: Introdução

Apresentação da motivação ao presente trabalho, assim como os objetivos esperados e limitações da pesquisa.

Capítulo 2: Referências bibliográficas

Princípios básicos da protensão e cisalhamento (punção) em lajes lisas.

Descrição dos critérios de cálculo presentes nas normas brasileira, europeia e americana.

Exposição de alguns estudos importantes relacionados com punção em lajes protendidas ao longo do tempo.

Capítulo 3: Dimensionamentos teóricos

Dimensionamentos realizados a partir das quatro normas analisadas, considerando-se as variáveis: carga, taxa de armadura, resistência do concreto e dimensão do pilar.

Capítulo 4: Análises comparativas

Apresentação das comparações entre os resultados e análise do conservadorismo de cada código.

Capítulo 5: Provas de carga não destrutivas

Apresentação de três provas de cargas executadas e análise dos resultados.

Capítulo 6: Conclusões

Apresentação das considerações finais e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 7: Referências

Descrição de toda a bibliografia consultada e citada durante o trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

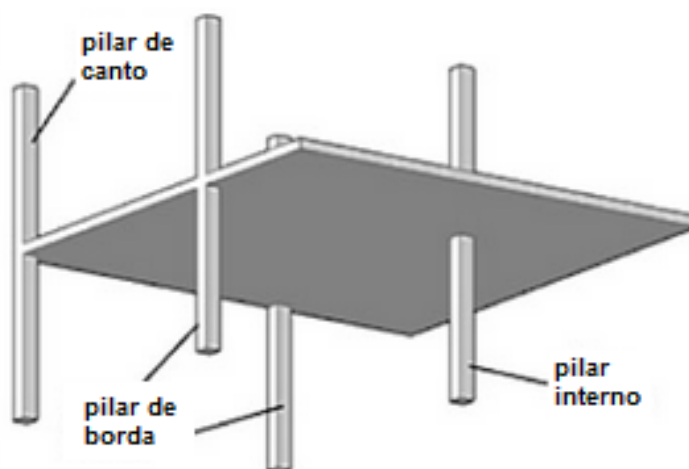
2.1 PUNÇÃO EM LAJES PLANAS

2.1.1 Conceitos básicos

As lajes planas (Figura 2.1) são caracterizadas por se apoiarem diretamente sobre os pilares, sem aumento de espessura e sem nenhum vigamento. Segundo Leonhardt & Mönning (2007), tais lajes devem ser dimensionadas para momentos nos vãos centrais e nos apoios, positivos e negativos, em duas direções e também à punção.

Ainda mencionam que lajes de piso sem vigas, apoiadas sobre pilares esbeltos, devem se apoiar em paredes estruturais ou em núcleos rígidos para resistência a esforços horizontais. Isso porque o efeito de pórtico em lajes planas é fraco e dificilmente consegue-se solucionar, construtivamente, problemas de introdução de grandes momentos nas extremidades. Para que sejam evitados grandes momentos fletores na ligação entre a laje e os pilares externos ou de canto, podem ser adotadas ligações rotuladas.

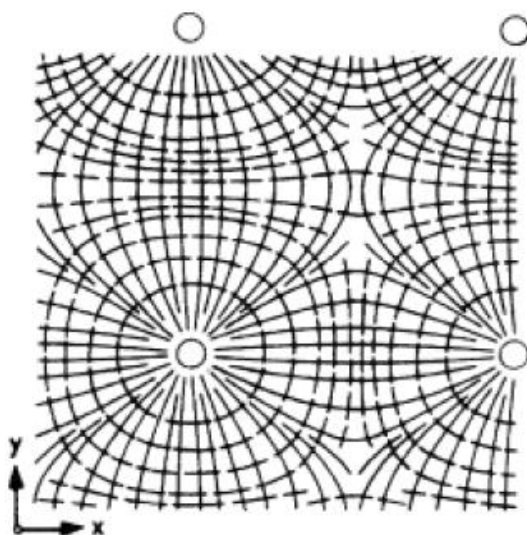
Figura 2.1 – Modelo de laje lisa apoiada diretamente sobre pilares



Fonte: Sacramento et al. (2012)

A Figura 2.2 mostra como se desenvolvem os momentos principais de uma laje plana com carregamento uniformemente distribuído. Os momentos positivos ocorrem no meio dos vãos entre pilares, logo deve haver armação nas duas direções (x e y). Sobre os apoios, os momentos negativos são os principais e têm direções radiais circunferenciais. Esses momentos são, em geral, absorvidos por uma malha de armadura negativa em duas direções ortogonais, coincidindo com x e y .

Figura 2.2 – Momentos principais positivos e negativos

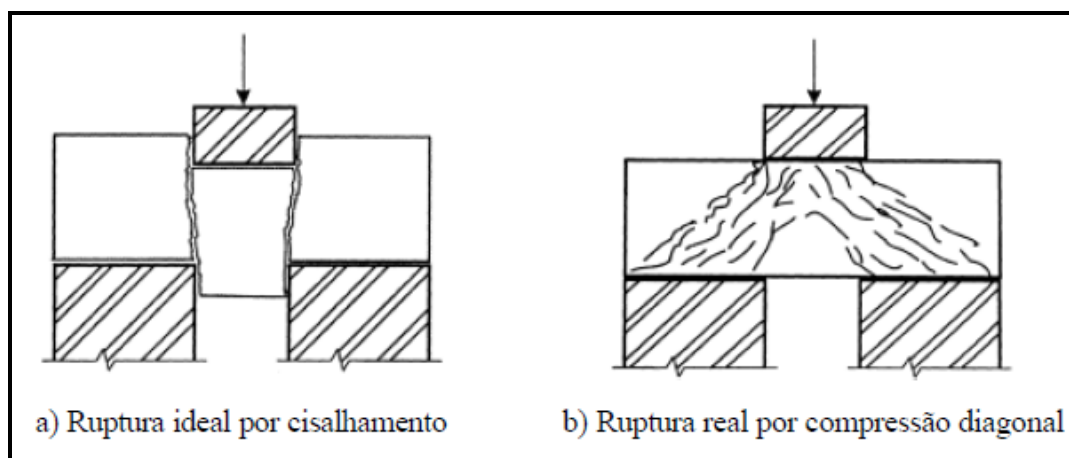


Fonte: Leonhardt (2007)

Segundo Fusco (1995), do ponto de vista macroscópico, a ruptura dos materiais sob ação de estados múltiplos de tensão pode ser classificada em dois tipos: ruptura por separação e ruptura por deslizamento. O primeiro caso apresenta uma superfície de fratura bastante nítida, onde age a tensão principal de tração. Para o segundo caso, não existe uma superfície nítida de fratura, sendo que o material sofre uma desagregação que acompanha a superfície média de deslizamento.

Pelo fato de o concreto possuir uma baixa resistência à tração, a ruptura por cisalhamento ocorre a partir de fissurações diagonais, como mostrado na Figura 2.3. A fissuração ocasionada pelas tensões diagonais de tração apenas diminuem a resistência à compressão diagonal do concreto.

Figura 2.3 – Ruptura teórica por corte



Fonte: Fusco (1995)

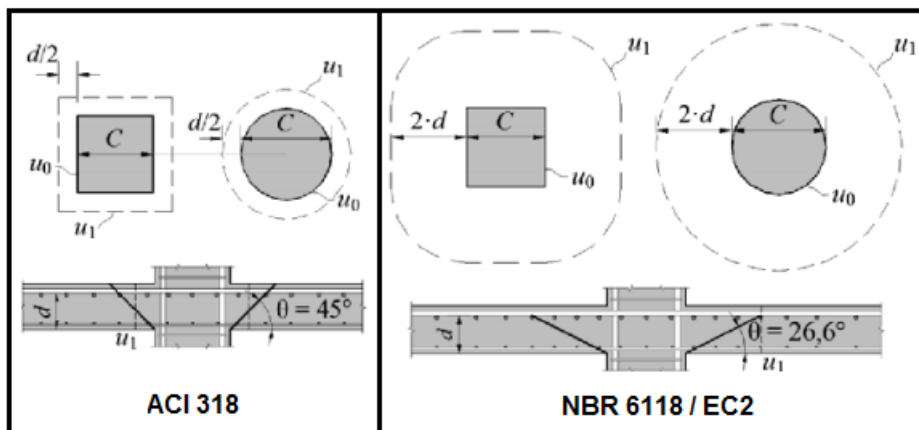
Montoya et al. (2009) menciona que, no caso de lajes apoiadas sobre pilares isolados, a resistência ao esforço cortante ao redor do apoio deve ser comprovada. Diz ainda que o puncionamento nada mais é que o esforço cortante existente ao redor de uma carga pontual. De outra forma, o cortante aparece em elementos lineares e o puncionamento, em elementos de superfície.

É fundamental estabelecer onde se situa a seção concêntrica de cálculo das tensões tangenciais atuantes (seção de estudo) e definir, para essa seção, a tensão resistente.

Ensaio em lajes de espessura constante têm mostrado que uma placa submetida à carga concentrada sobre uma pequena área se rompe por puncionamento segundo uma superfície de tronco de cone, cuja base menor é a superfície sobre a qual se apoia a carga e cujas geratrizes estão inclinadas num ângulo entre 25 e 30 graus. As fissuras inclinadas começam a se formar para valores de 50 a 60% da carga de ruptura. (Montoya et al., 2009).

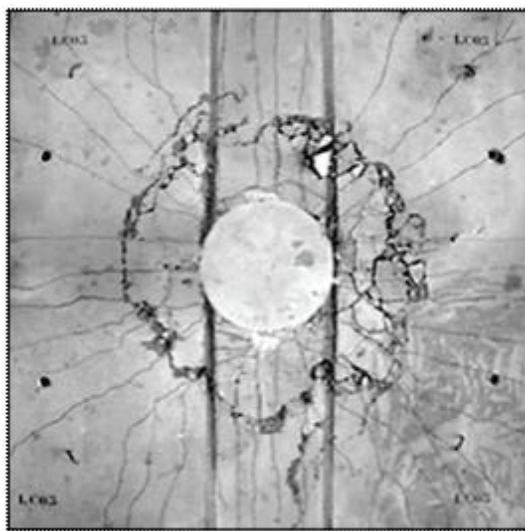
Pode-se ver na Figura 2.4 como acontece um colapso por punção em lajes lisas. Existem perímetros críticos afastados das bordas dos pilares que devem ser verificados de maneiras diferentes, seguindo as formulações de cada norma de dimensionamento.

Figura 2.4 – Perímetros de controle e inclinação considerada de ruptura



Fonte: Sacramento et al. (2012)

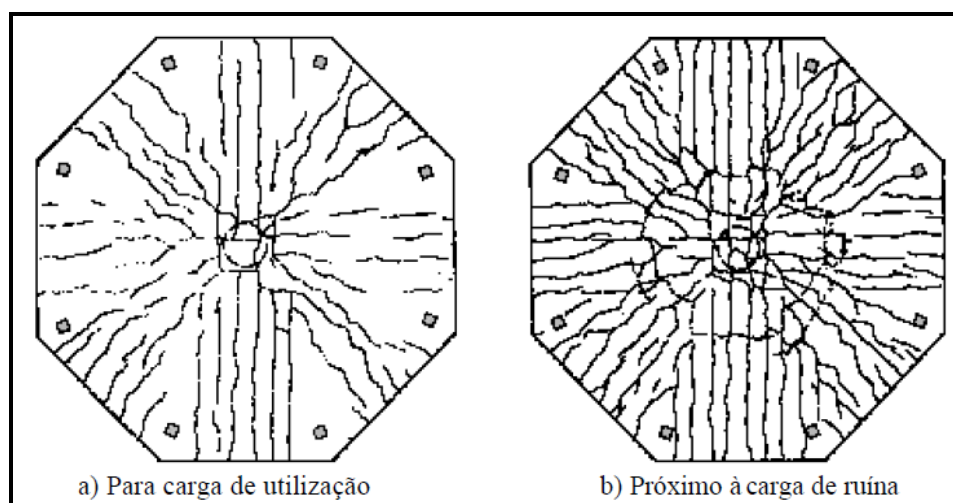
Figura 2.5 – Fissuras devido ao puncionamento



Fonte: Sacramento et al. (2012)

A Figura 2.6 mostra as fissurações numa laje, em ensaios para pilares centrais com carregamento concêntrico. Para cargas de utilização, as fissuras ocorrem inicialmente no sentido radial, a partir do ponto de aplicação da carga em direção aos apoios. Para grandes carregamentos, começam a ocorrer fissuras circulares que sugerem uma fissuração inclinada interna, causada pela tração diagonal do concreto.

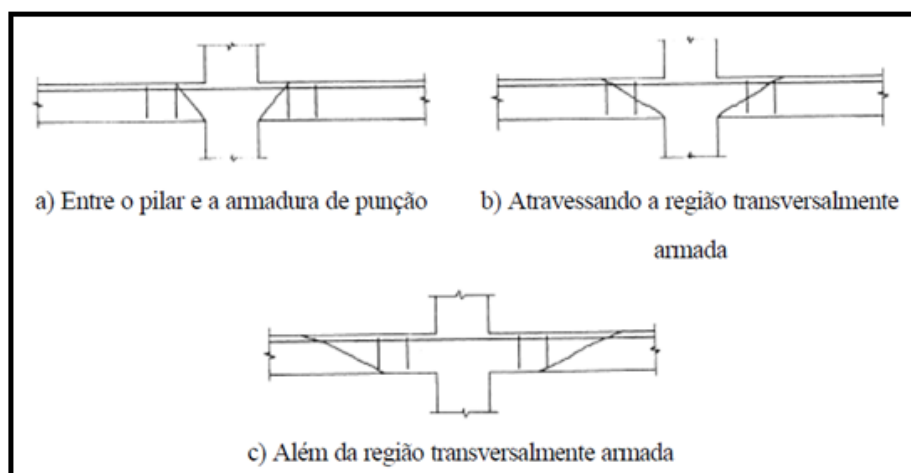
Figura 2.6 – Padrão de fissurações para ligação com pilares internos submetidos a carregamento simétrico



Fonte: Braestrup & Regan (1985)

Os ensaios também mostram que a ruptura por punção pode ocorrer de maneiras diferentes, como na Figura 2.7.

Figura 2.7 – Tipos de ruptura por punção em lajes com armadura de punção

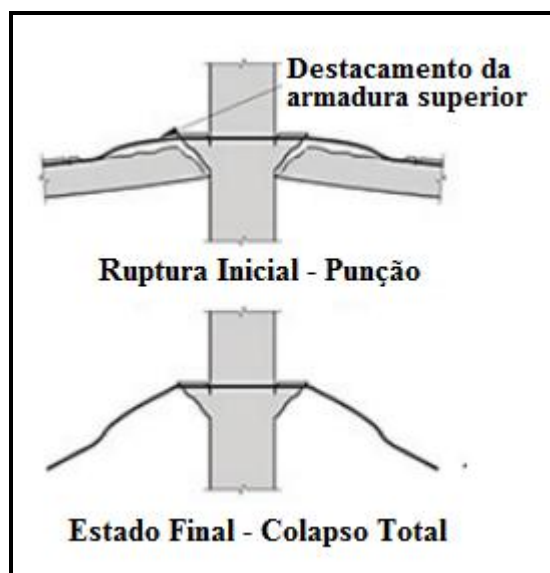


Fonte: Regan (1985)

A ruptura por punção é caracterizada por colapso frágil, sendo assim, deve-se atentar à possibilidade de haver um colapso progressivo da estrutura, no caso de uma laje desabar sobre o andar inferior e assim sucessivamente, provocando a ruína total da edificação. As Figuras 2.8 e 2.9 mostram o tipo de ruptura nas lajes de

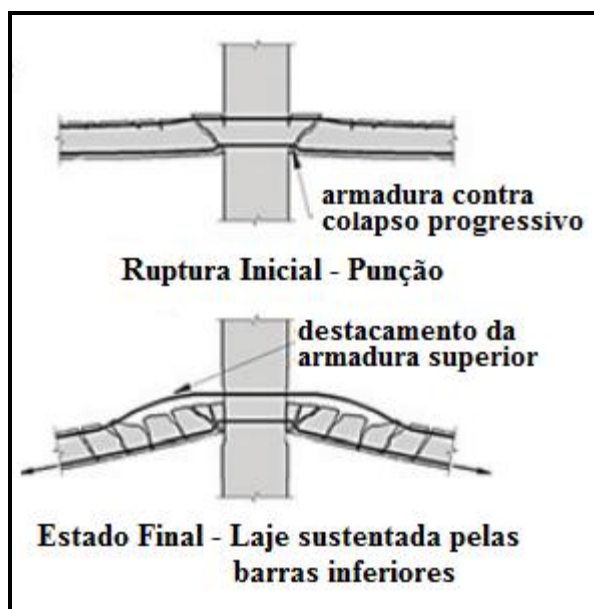
concreto armado, ilustrando a importância da utilização de armadura contra colapso progressivo.

Figura 2.8 – Ruptura por punção sem armadura contra colapso progressivo



Fonte: Sacramento et al. (2012)

Figura 2.9 – Ruptura por punção com armadura contra colapso progressivo



Fonte: Sacramento et al. (2012)

Lajes protendidas não necessitam de armadura contra colapso progressivo no caso de haver pelo menos um cabo de protensão em cada direção passando sobre o apoio. Isso ocorre pelo fato de os cabos não perderem protensão se houver ruptura por punção num apoio aleatório e, assim, mesmo com o concreto rompido, a laje não desaba sobre o andar inferior.

O cálculo preciso da carga de ruptura de lajes à punção é tão complexo que as normas técnicas existentes possuem aproximações diferentes e, portanto, apresentam formulações distintas para esse cálculo.

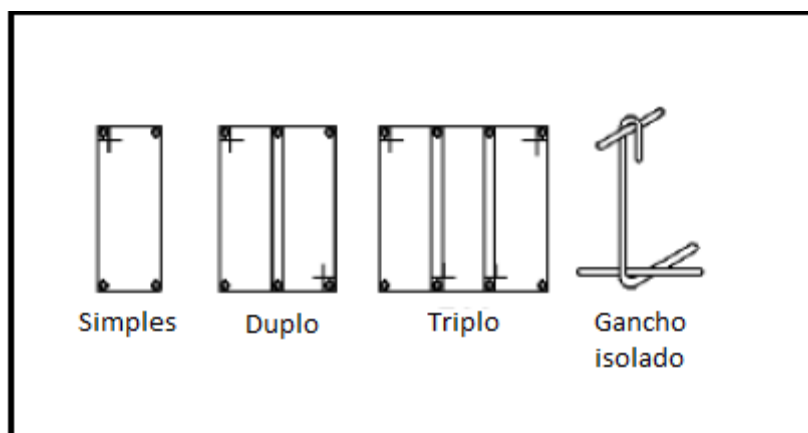
Dentre os parâmetros que influenciam na resistência das lajes ao puncionamento, podemos citar:

- Espessura da laje
- Dimensões e posição do pilar ou da carga concentrada aplicada sobre a laje
- Relação momento fletor / força cortante
- Resistência do concreto
- Taxa de armadura à flexão
- Armadura de punção

2.2 TIPOS USUAIS DE ARMADURA DE PUNÇÃO

2.2.1 Estribos

Figura 2.10 – Tipos de estribo



Fonte: Melges (2001)

Os estribos são muito utilizados nas lajes planas e aumentam a resistência da laje ao cisalhamento, retardando a fissuração do concreto na região de punção.

Essa armadura deve estar bem ancorada ao concreto para que não haja um “escorregamento” que proporcione grandes fissurações.

As normas recomendam que os estribos sejam ancorados à armadura de flexão da laje, visando a um aumento na segurança da ligação.

2.2.2 Conectores (*Studs*)

Esse tipo de armadura de punção é o mais recomendado pelas normas, principalmente por interferirem pouco com o restante das armaduras.

Aumentam a ductilidade da ligação e possuem uma ancoragem satisfatória.

Figura 2.11 – Conectores de cisalhamento em torno do pilar



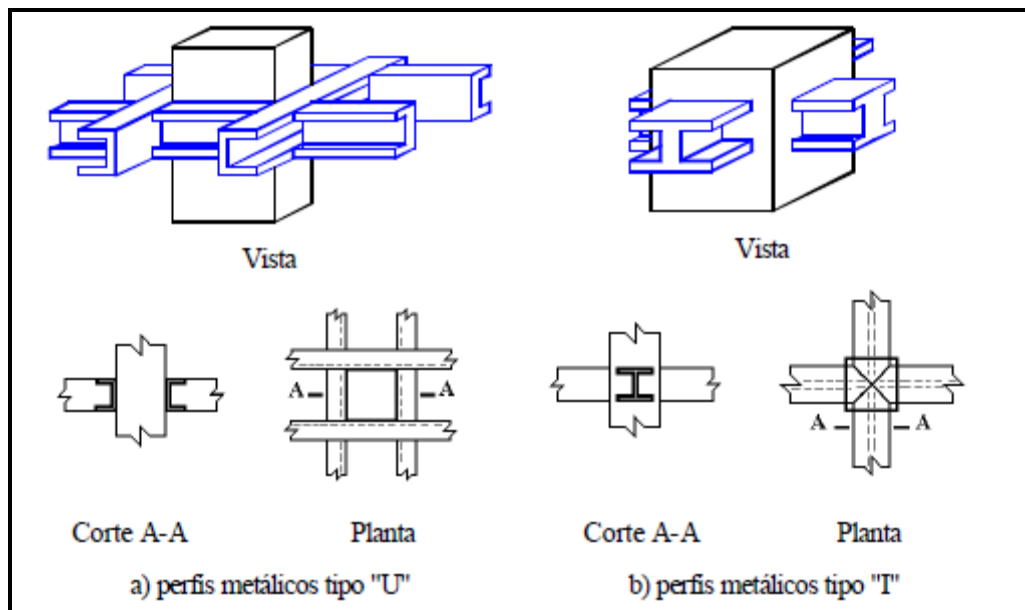
Fonte: Dilger (1990)

Os conectores devem ter as extremidades alargadas, ancoradas além do plano das armaduras tracionadas e do centro de gravidade da região comprimida.

2.2.3 “*Shearheads*”

São muito utilizados nos Estados Unidos, porém não são práticos, uma vez que além de serem mais caros, requerem outras operações, como soldagem.

Figura 2.12 – “Shearheads”



Fonte: Melges (2001)

Além de aumentarem a resistência ao cisalhamento, eles aumentam a resistência à flexão das lajes.

2.3 PROTENSÃO EM LAJES

As lajes protendidas começaram a ser executadas nos Estados Unidos na década de 50 e, hoje, é um sistema usado em larga escala na construção de edifícios residenciais e comerciais. Na Europa, o sistema despertou interesse na década de 70, principalmente em países como Inglaterra, Países Baixos, Suíça e Alemanha.

O sistema consiste, resumidamente, em lajes planas tensionadas apoiadas diretamente sobre pilares, sendo que a estabilidade global se dá através de núcleos rígidos ou paredes de contraventamento.

As normas técnicas adotam os “Estados Limites” como critérios de segurança, tendo em vista uma estrutura econômica, tanto na construção quanto ao longo da sua vida útil durante as manutenções.

O Estado Limite Último pode ser atingido por escoamento do aço, esmagamento do concreto, instabilidade estrutural ou fadiga de materiais. Para as lajes planas, deve ser verificado ELU à flexão e à punção. O Estado Limite de Serviço deve ser

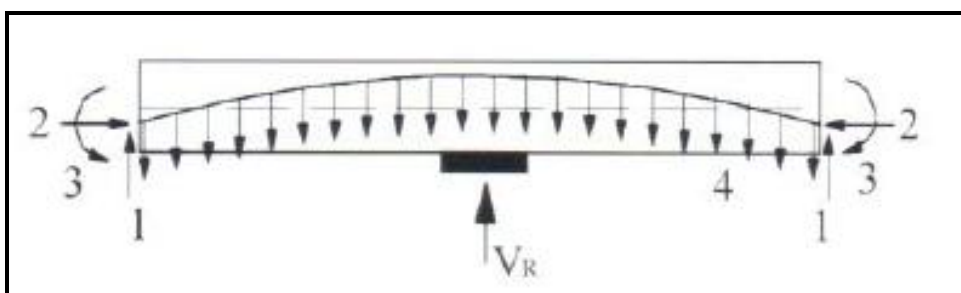
verificado para controle de abertura de fissuras, deformações, vibrações, resistência ao fogo e à corrosão.

Obviamente, não podemos tratar igualmente o comportamento de lajes planas tensionadas com lajes planas em concreto armado, pois tanto a flexão quanto o cisalhamento são influenciados pela presença das cordoalhas.

Na Figura 2.13, as cargas 1 e 2 representam as forças geradas pelas cordoalhas ao capitel da ligação analisada; o momento 3 aparece devido à excentricidade das cordoalhas e a força 4 distribuída é originada pela protensão dos cabos curvos.

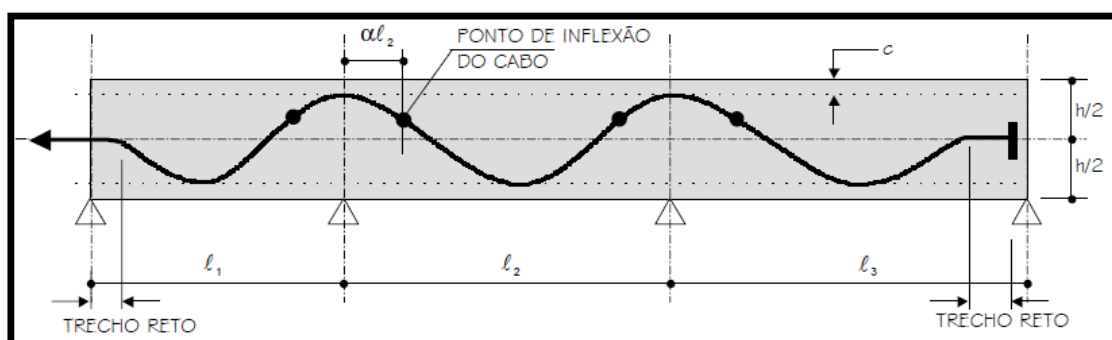
Os fatores considerados pelas normas, no dimensionamento à punção, são a inclinação dos cabos, como se observa na Figura 2.14, que geram uma componente vertical contrária à carga aplicada sobre a laje, e a tensão de compressão gerada pelas ancoragens dos cabos, que aumentam a resistência ao cisalhamento pelo fato de alterar as tensões principais do material.

Figura 2.13 – Forças decorrentes da protensão num capitel de laje



Fonte: Silva (2005)

Figura 2.14 – Traçado Vertical dos Cabos



Fonte: Emerick (2002)

Além do efeito de arco, a protensão os cabos gera um estado de compressão que elimina ou diminui as tensões de tração das seções mais solicitadas da laje, de maneira que as fissuras começam a ocorrer apenas com carregamentos maiores, comparando-se com as lajes em concreto armado. Esse fato, simplificado, é o que permite estruturas mais esbeltas, atendendo aos estados limites último e de serviço.

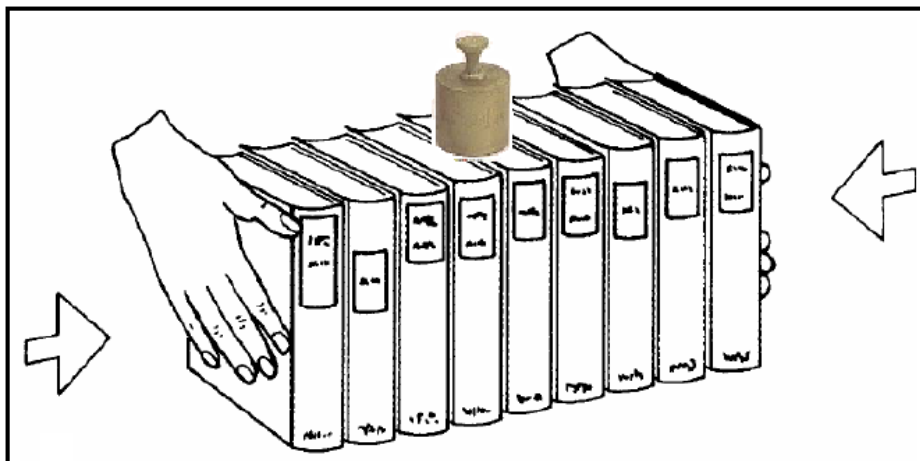
Segundo Leonhardt (2007), a protensão longitudinal de uma viga reduz as tensões principais de tração, inclinadas, aumentando porém a inclinação das tensões em relação ao eixo da peça, de modo que as fissuras em vigas de concreto protendido se desenvolvem menos inclinadas que em vigas de concreto armado. Ou seja, a inclinação das bielas comprimidas é menor.

Leonhardt também menciona que ensaios de cisalhamento efetuados em Stuttgart, Zurique, Delft, Gotemburgo e em outros lugares indicaram que a protensão reduz os esforços de tração na alma das vigas e que quanto maior for o grau de protensão, necessita-se de menos armadura de cisalhamento.

Esse fato pode ser transferido para lajes protendidas, onde as tensões de compressão geradas pelos cabos estão atuando em duas direções ortogonais.

A Figura 2.15 mostra que, aumentando-se a força de compressão aplicada aos livros, a resistência do grupo se eleva, tanto ao cisalhamento quando à flexão. Dessa maneira, pode-se aplicar uma carga mais elevada sobre eles sem que se separem.

Figura 2.15 – Aumento da resistência ao cisalhamento a partir do aumento da compressão axial



Fonte: Elaborada pelo autor

Leonhardt (2007) diz que os limites indicados na norma alemã, DIN 1045, para o cálculo da punção poderiam, sem dúvida, ser ultrapassados porque a protensão retarda o aparecimento das fissuras com o aumento das cargas. Além disso, cita que o mais correto seria considerar a tensão de tração na flexão nos trechos próximos aos apoios, suscetíveis às fissuras de cisalhamento.

2.4 NBR 6118:2014

A seguir, serão descritas as recomendações que a norma brasileira faz em relação ao cálculo da resistência à punção das lajes.

Para essa dissertação, serão expostas as considerações referentes a pilares internos e carregamento simétrico, que é o objetivo deste estudo.

2.4.1 Modelo de cálculo

O modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas.

Na primeira delas (contorno C), deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.

Já para a segunda superfície crítica (contorno C'), afastada $2d$ do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação deve ser feita também através de uma tensão de cisalhamento.

Uma terceira superfície crítica (contorno C'') deve ser verificada apenas quando for necessária a utilização de armadura de punção.

2.4.2 Pilar interno com carregamento simétrico

Para carregamentos simétricos, temos:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} \quad (\text{Equação 1})$$

$$d = (d_x + d_y) / 2$$

onde:

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' , externo ao contorno C da área de aplicação da força e deste distante $2d$ no plano da laje;

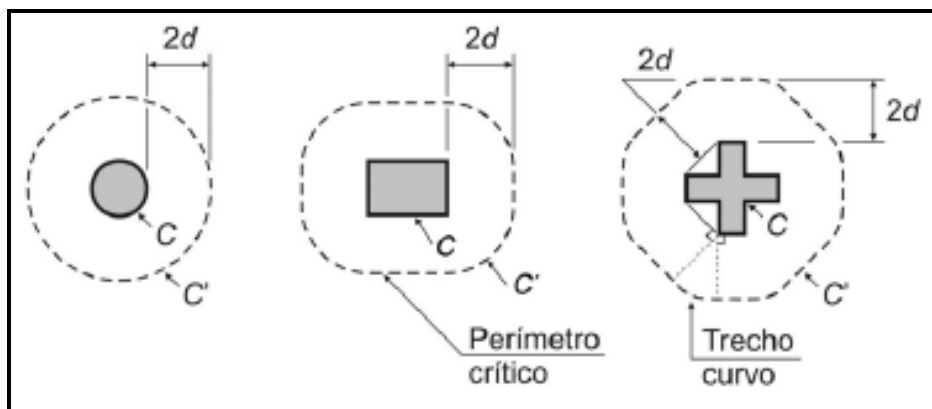
d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u é o perímetro do contorno C' ;

F_{sd} é a força ou a reação concentrada de cálculo.

A força de punção F_{sd} pode ser reduzida da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno considerado da verificação, C ou C' .

Figura 2.16 – Perímetro crítico em pilares internos



Fonte: NBR 6118:2014

2.4.3 Pilar interno com efeito de momento

No caso em que, além da força vertical, existe transferência de momento da laje para o pilar, o efeito de assimetria deve ser considerado no cálculo da tensão atuante de acordo com a expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} + \frac{K M_{sd}}{W_p d} \quad (\text{Equação 2})$$

onde:

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 .

Tabela 2.1– Valores de K

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80
Onde: C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força; C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.				

Fonte: NBR 6118:2014

Os valores de W_p devem ser calculados pelas expressões a seguir:

Pilar retangular:

$$W_p = \frac{C_1^2}{C_2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 \quad (\text{Equação 3})$$

Pilar circular:

$$W_p = (D + 4d)^2 \quad (\text{Equação 4})$$

onde:

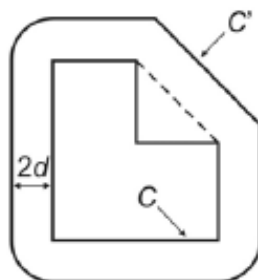
D é o diâmetro do pilar.

W_p pode ser calculado desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico.

2.4.4 Casos especiais de definição do contorno crítico

Se o contorno C apresentar reentrâncias, o contorno crítico C' deve ser paralelo ao polígono circunscrito ao contorno C .

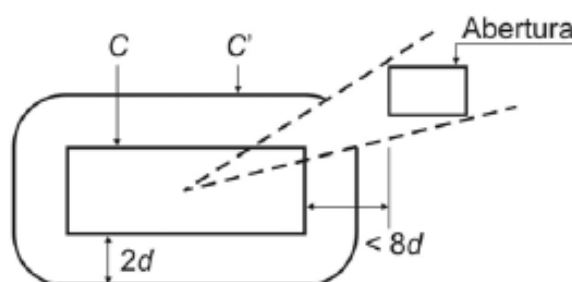
Figura 2.17 – Perímetro crítico no caso de o contorno C apresentar reentrância



Fonte: NBR 6118:2014

Se houver abertura situada a menos de $8d$ do contorno C, não deve ser considerado o trecho do contorno crítico C' entre as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação da força e que tangenciam o contorno da abertura.

Figura 2.18 – Perímetro crítico junto à abertura na laje



Fonte: NBR 6118:2014

2.4.5 Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície C

Essa verificação deve ser feita no contorno C, para lajes com ou sem armadura de punção.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad (\text{Equação 5})$$

onde:

$\alpha_v = (1 - f_{ck}/250)$, com f_{ck} em megapascal.

O valor de τ_{rd2} pode ser ampliado de 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto a um pilar interno, quando os vãos que chegam a esse pilar não diferem mais de 50% e não existem aberturas junto ao pilar.

2.4.6 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de punção

A tensão resistente na superfície crítica C' deve ser calculada como segue:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} \quad (\text{Equação 6})$$

onde:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

$$d = (d_x + d_y)/2$$

onde:

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da força, em centímetros;

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais.

σ_{cp} é a tensão de compressão média no plano da laje.

A NBR 6118:2007 considerava no cálculo de τ_{Rd1} a equação abaixo:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (\text{Equação 7})$$

Ou seja, sem a parcela de compressão no plano da laje.

2.4.7 Tensão resistente na superfície crítica C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de punção

A tensão resistente na superfície crítica C' deve ser calculada como segue:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} + 0,10\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d} \quad (\text{Equação 8})$$

onde:

s_r é o espaçamento radial entre as linhas de armadura de punção, não maior que $0,75d$;

A_{sw} é a área de armadura de punção num contorno completo paralelo a C';

α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

u é o perímetro crítico;

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300MPa para conectores ou 250MPa para estribos (aço CA-50 ou CA-60). Para lajes com espessura maior que 15cm, esses valores podem ser aumentados a partir de interpolação linear.

A NBR 6118:2007 considerava no cálculo de τ_{Rd3} a equação a seguir:

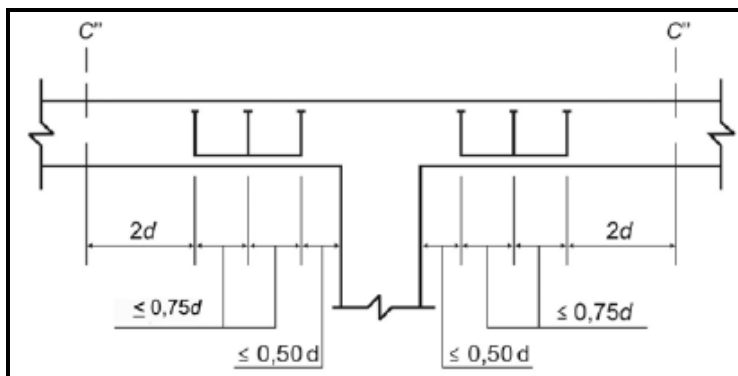
$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10(1 + \sqrt{20/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} + 1,5 \frac{d}{s_r} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u d} \quad (\text{Equação 9})$$

Ou seja, não havia a consideração da parcela de compressão no plano da laje.

2.4.8 Definição da superfície crítica C''

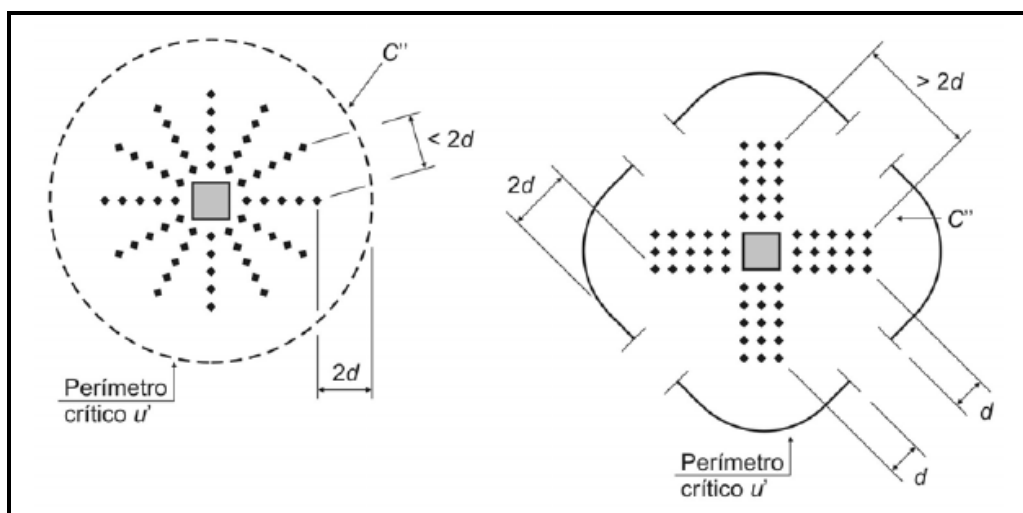
Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que num contorno C'', afastado $2d$ do último contorno de armadura, não seja mais necessário armadura, isto é, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$.

Figura 2.19 – Disposição da armadura de punção em corte



Fonte: NBR 6118:2014

Figura 2.20 – Disposição da armadura de punção em planta e contorno da superfície crítica C''



Fonte: NBR 6118:2014

2.4.9 Verificação em elementos estruturais protendidos

A verificação deve ser feita como estabelecido a seguir:

$$\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{Pd} \quad (\text{Equação 10})$$

onde:

$$\tau_{Pd} = \frac{\sum P_{k \text{ inf}, i} \operatorname{sen} \alpha_i}{u d} \quad (\text{Equação 11})$$

onde:

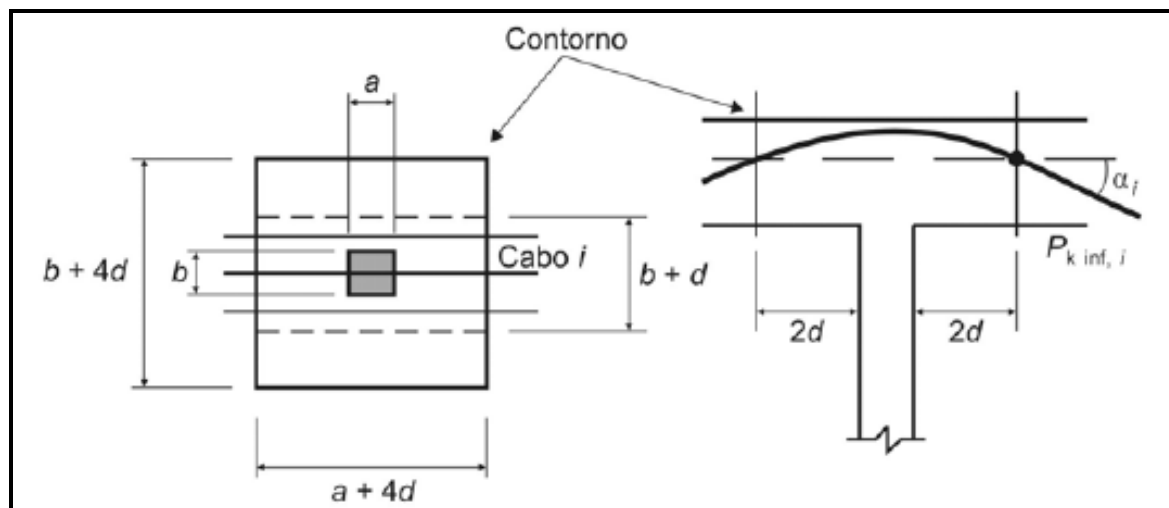
τ_{Pd} é a tensão devido ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e passam a menos de $d/2$ da face do pilar;

$P_{kinf,i}$ é a força de protensão no cabo i ;

α é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

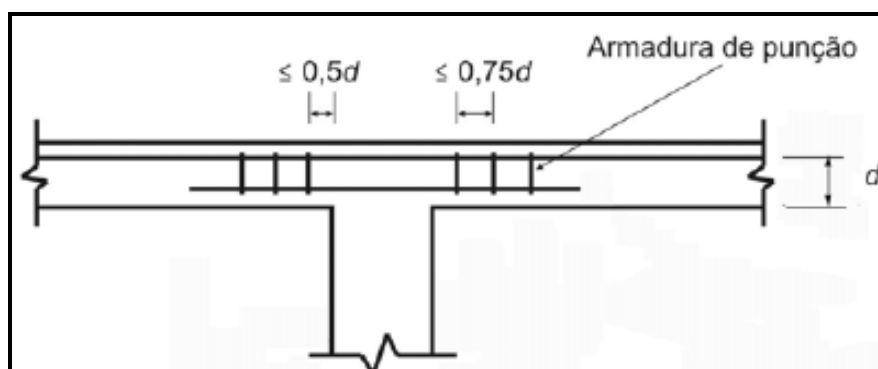
u é o perímetro crítico do contorno considerado em que se calculam $\tau_{sd,ef}$ e τ_{sd} .

Figura 2.21 – Efeito favorável dos cabos inclinados



Fonte: NBR 6118:2014

Figura 2.22 – Armaduras de punção



Fonte: NBR 6118:2014

2.5 ACI 318 - 11

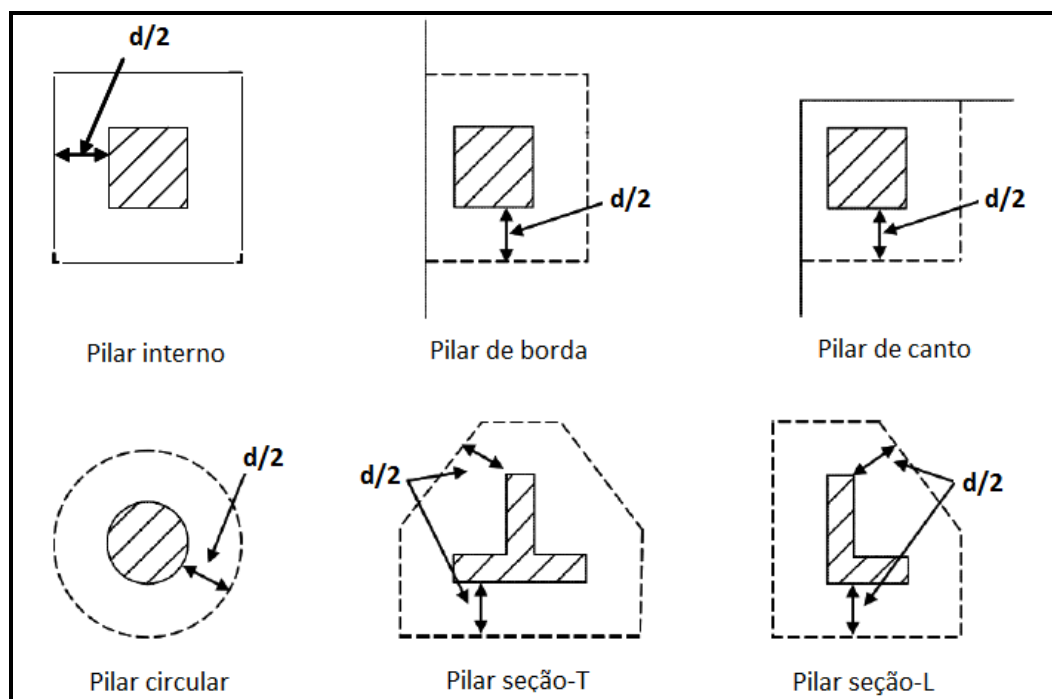
2.5.1 Perímetros de controle

A norma americana recomenda a análise de tensões em seções críticas localizadas a uma distância $d/2$ (d é a altura útil da laje) da face dos pilares ou cargas concentradas. O perímetro desses contornos é denominado perímetro efetivo b_o .

Após a determinação desse perímetro, compara-se a tensão resistente com a tensão solicitante e, caso haja necessidade, pode-se aumentar a espessura da laje ou acrescentar armaduras de punção para aumentar a tensão resistente.

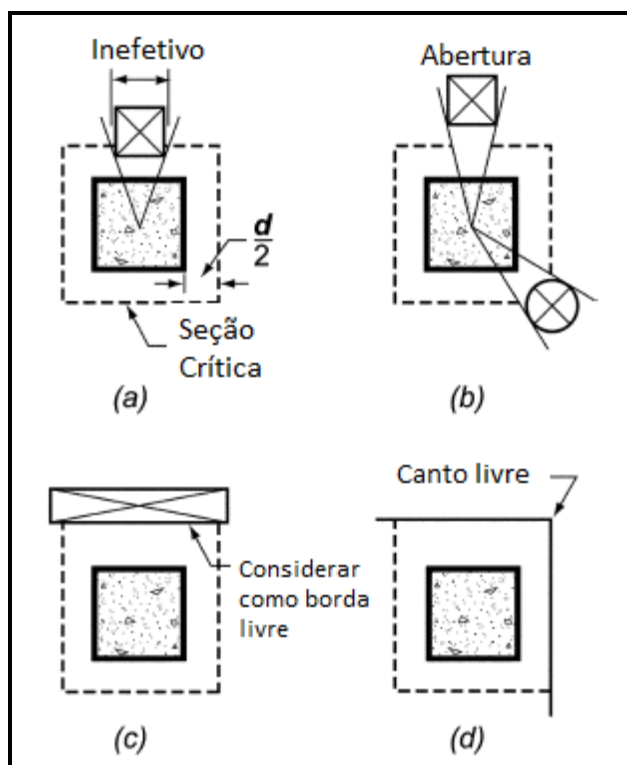
O ACI também considera uma diminuição no perímetro efetivo, caso haja aberturas localizadas a uma distância menor ou igual a $10h$ (sendo h a espessura da laje) em relação à face do pilar ou da carga concentrada sobre a laje. O perímetro crítico efetivo b_o^* deve ser tomado conforme a Figura 2.24.

Figura 2.23 – Perímetro efetivo b_o para diferentes seções de pilares



Fonte: ACI 318-11

Figura 2.24 – Efeito das aberturas na redução do perímetro crítico efetivo



Fonte: ACI 318-11

2.5.2 Cálculo da tensão solicitante τ_u no perímetro efetivo b_o

A tensão de cisalhamento atuante na ligação laje-pilar interno é a maior entre:

$$\tau_{u(AB)} = \frac{F_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad \text{e} \quad \tau_{u(CD)} = \frac{F_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c} \quad (\text{Equação 12})$$

onde:

F_u é o esforço cortante majorado;

A_c é a área de concreto da seção crítica efetiva;

c_1 e c_2 são as dimensões do pilar;

M_u é o momento majorado atuante na seção;

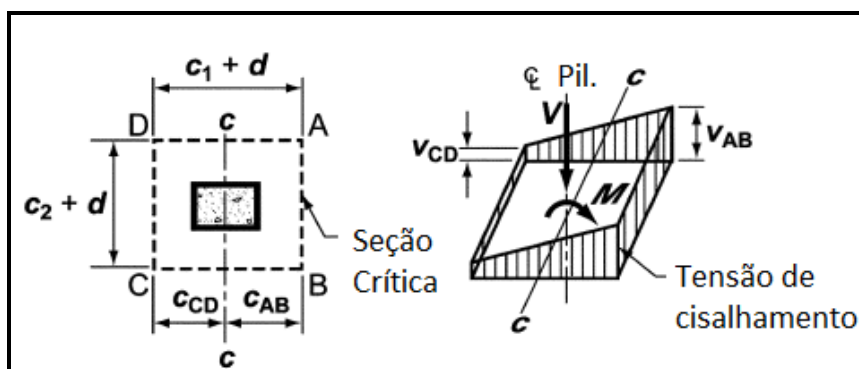
γ_v é a parcela do momento fletor da ligação laje-pilar transferida ao pilar por cisalhamento, dada por:

$$\gamma_v = \left[1 - \frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}} \right] \quad (\text{Equação 13})$$

J_c é uma propriedade da seção crítica, análoga ao momento polar de inércia, dada por:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (\text{Equação 14})$$

Figura 2.25 – Esforço cortante para pilares internos



Fonte: ACI 318-11

2.5.3 Cálculo da tensão resistente τ_n no perímetro efetivo b_o

- Tensão resistente em lajes sem armadura de punção:

$$\tau_u \leq \tau_n = \tau_c \quad (\text{Equação 15})$$

τ_c é a resistente relativa ao concreto, tomada como o menor dos dois valores a seguir:

$$\tau_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Equação 16})$$

$$\tau_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \leq 0,33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Equação 17})$$

onde:

f'_c é a resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

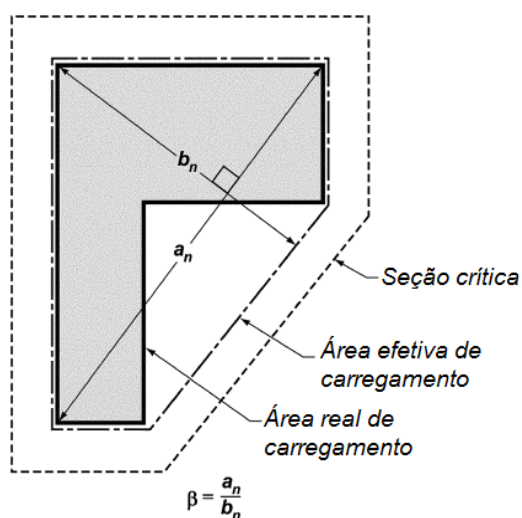
b_o é valor do perímetro efetivo (podendo ser reduzido, b^*_o);

β é a razão entre o maior e o menor lado do pilar;

d é a altura útil da laje;

α_s é igual a 40 para pilares internos.

Figura 2.26 – valor de β para seções não retangulares



Fonte: ACI 318-11

- Tensão resistente em lajes com armadura de punção:

$$\tau_u \leq \tau_n = \tau_c + \tau_s \leq 0,5\sqrt{f'_c} \quad (\text{Equação 18})$$

$$\tau_c \leq 0,17\sqrt{f'_c} \quad (\text{Equação 19})$$

onde:

τ_c é a tensão relativa ao concreto e

τ_s é a tensão relativa ao aço dada por:

$$\tau_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s b_0} \quad (\text{Equação 20})$$

sendo:

A_v a área da armadura de cisalhamento da laje;

f_{yt} a tensão de escoamento do aço da armadura transversal, em MPa, menor ou igual a 420 MPa;

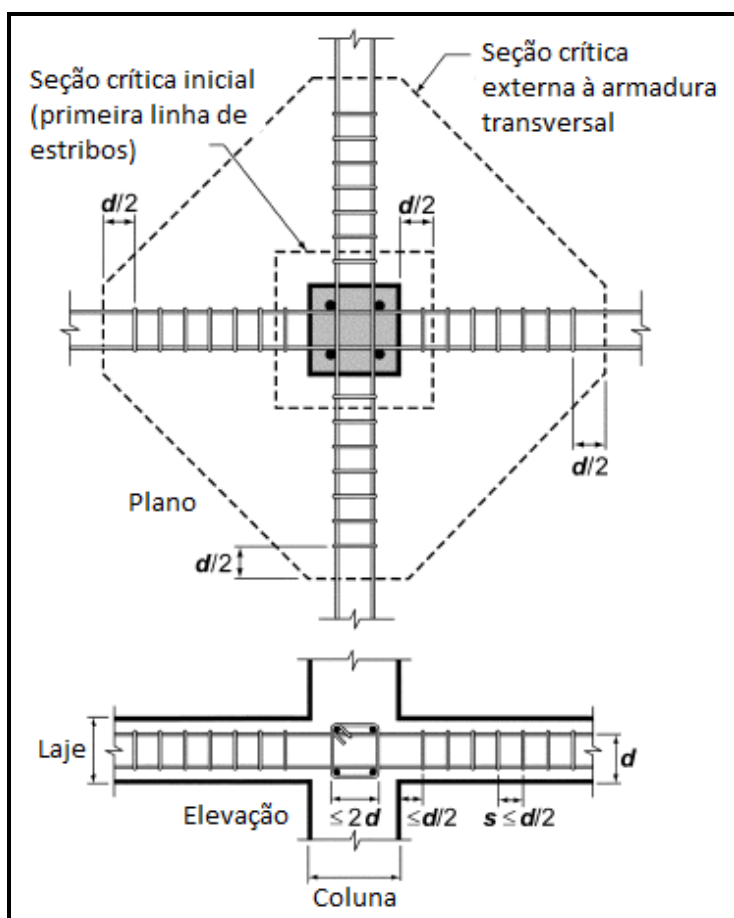
b_o o valor do perímetro efetivo;

α o ângulo de inclinação da armadura de cisalhamento em relação ao plano da laje;

s o espaçamento da armadura, em milímetros.

Deve-se estender a armadura de punção em contornos paralelos ao pilar até que a uma distância de $d/2$ da última linha de armação, a tensão de cisalhamento solicitante não seja maior que $0,17\sqrt{f'_c}$.

Figura 2.27 – Arranjo da armadura de punção para pilares internos e perímetros de controle



Fonte: ACI 318-11

2.5.4 Verificação em elementos estruturais protendidos

No caso de lajes protendidas, a resistência ao cisalhamento do concreto pode ser calculada a partir da formulação abaixo:

$$\tau_c = \left(\beta \sqrt{f'_c} + 0,30 f_{pc} \right) + \frac{V_p}{b_0 d} \quad (\text{Equação 21})$$

onde:

f'_c é a resistência característica à compressão do concreto;

β_p é o menor valor entre 0,29 e $0,083 (\alpha_s d / b_0 + 1,5)$;

d é a altura útil da laje;

b_0 é o valor do perímetro efetivo;

α_s é igual a 40 para pilares internos;

f_{pc} é a tensão de compressão média do concreto nas duas direções ortogonais devido à protensão;

V_p é a componente vertical das forças de protensão que passam dentro da seção crítica ($d/2$ da face do pilar).

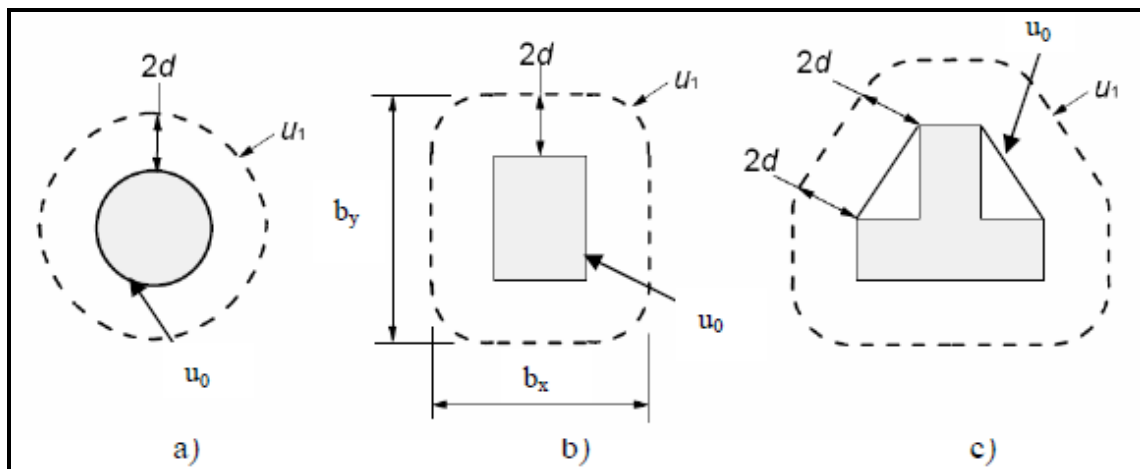
Deve-se ainda levar em consideração:

- Nenhuma parte da seção transversal do pilar pode estar mais que quatro vezes a altura da laje próxima a uma extremidade descontínua;
- O valor de $\sqrt{f'_c}$ não pode ser maior que 5,8MPa;
- Em cada direção, f_{pc} não pode ser menor que 0,9MPa nem maior que 3,5MPa.

2.6 EUROCODE 2: 2004

A Norma Europeia recomenda que a verificação da punção seja feita, primeiramente, no contorno da face do pilar (perímetro u_0) e, depois, num perímetro afastado a $2d$ da face do pilar ou da carga concentrada (perímetro u_1). No caso de haver necessidade de armadura de punção, deve ser verificado um contorno externo à última linha de armadura, denominado perímetro u_2 .

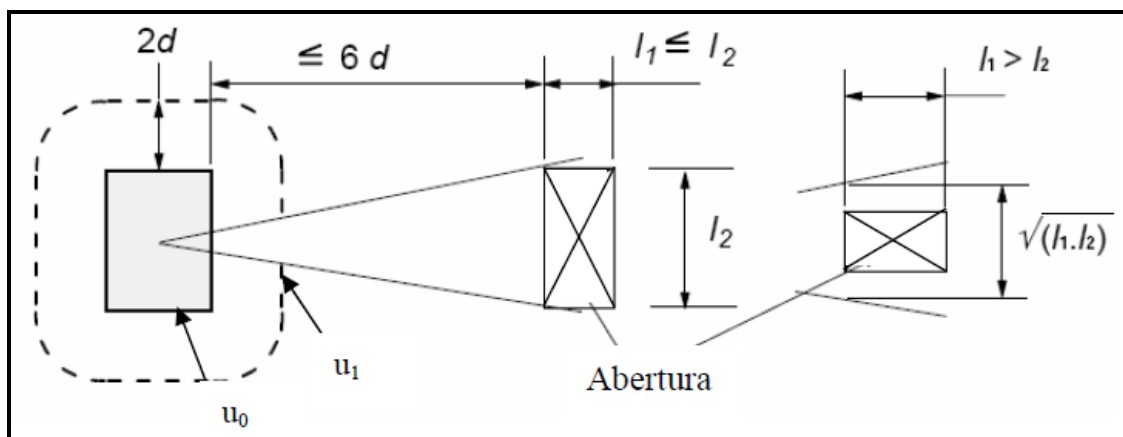
Figura 2.28 – Perímetros de controle ao redor da área carregada



Fonte: Eurocode 2:2004

Quando houver aberturas afastadas da face do pilar ou da área carregada menor ou igual a $6d$, deve-se desprezar parte do perímetro de controle analisado, conforme Figura 2.29.

Figura 2.29 – Perímetro de controle junto a uma abertura



Fonte: Eurocode 2:2004

2.6.1 Cálculo das tensões solicitantes nos perímetros de controle

$$\tau_{Ed} = \beta \frac{F_{Ed}}{u_i d} \quad (\text{Equação 22})$$

Em que:

F_{ed} é a força de cálculo

d é a altura útil média da laje

u_i é o perímetro de controle considerado

β obtido por:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1} \quad (\text{Equação 23})$$

Em que:

u_1 é o primeiro perímetro de controle;

k é o coeficiente que depende da relação (c_1/c_2) entre as dimensões do pilar. Seu valor é função da proporção do momento não equilibrado transmitido por forças cortantes não uniformes e por flexão e torção;

W_1 corresponde a uma distribuição de tensões tangenciais, como representado na Figura 2.30, e é função do perímetro u_1 :

$$W = \int_0^u |e| dl \quad (\text{Equação 24})$$

onde:

dl é o incremento do comprimento do perímetro;

e é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{ed} .

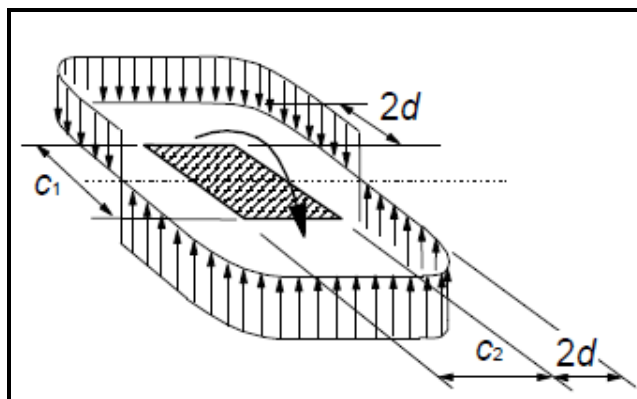
Tabela 2.2 – Valores de k para áreas carregadas retangulares

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: Eurocode 2:2004

Figura 2.30 – Distribuição de tensões tangenciais devido a um momento não equilibrado na ligação entre uma

laje e um pilar interno



Fonte: Eurocode 2:2004

No caso de pilares retangulares:

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16 d^2 + 2 \pi d c_1 \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

c_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade de carga;

c_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da carga.

No caso de pilares circulares interiores, β é obtido por:

$$\beta = 1 + 0,6 \pi \frac{e}{D + 4d} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:

D é o diâmetro do pilar

e é a excentricidade da carga aplicada (M_{ed}/V_{ed})

Para pilares retangulares interiores com momento nas duas direções, β é dado por:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left[\left(\frac{e_x}{b_y} \right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_x} \right)^2 \right]} \quad (\text{Equação 27})$$

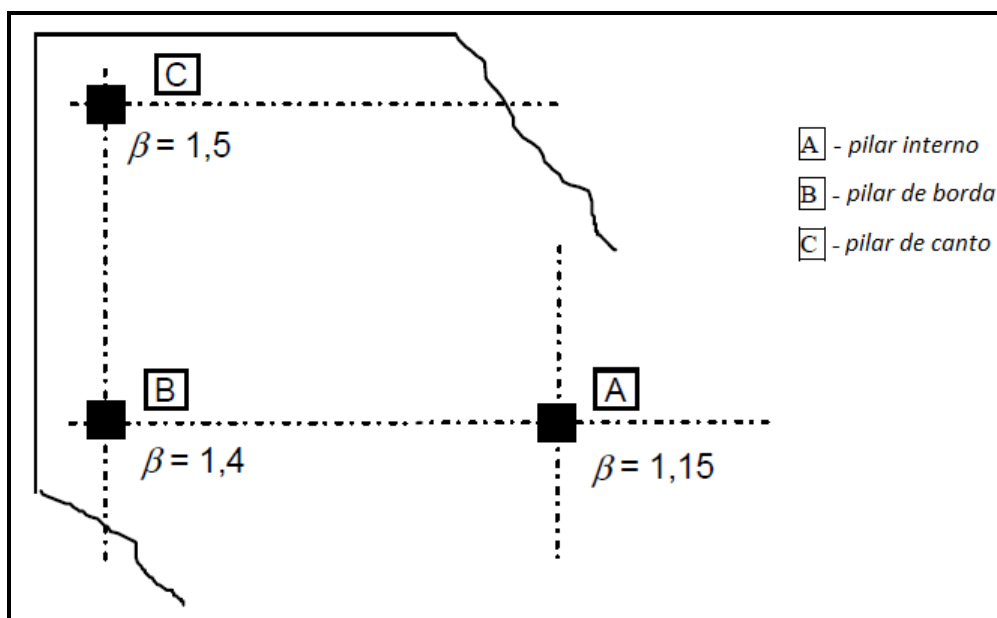
Onde:

e_x (corresponde a momento em torno de y) e e_y (corresponde a momento em torno de x) são as excentricidades;

b_x e b_y são as dimensões do perímetro de controle.

Obs.: Nos casos em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares, em que vãos adjacentes não diferem mais de 25%, poderão ser utilizados os valores aproximados de β .

Figura 2.31 – Valores recomendados para β



Fonte: Eurocode 2:2004

2.6.2 Cálculo das tensões resistentes nos perímetros de controle

No perímetro de controle u_0 :

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,máx} = 0,5 \nu f_{cd} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde:

$$\nu = 0,6 (1 - f_{ck}/250);$$

f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo (MPa).

No perímetro de controle u_1 :

a) Em elementos sem armadura de punção:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} = 0,12 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \geq 0,035 (k)^{3/2} (f_{ck})^{1/2} \quad (\text{Equação 29})$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0;$$

ρ_1 é a taxa média de armadura calculada, levando em conta a largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado.

Obs.: f_{ck} em MPa e d em mm.

b) Em elementos com armadura de punção:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,cs} = 0,75 \tau_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} [1/u_1 d] \sin \alpha \quad (\text{Equação 30})$$

Onde:

A_{sw} é a área de armadura transversal no contorno considerado (mm^2);

s_r é o espaçamento radial da armadura (mm);

$f_{ywd,ef}$ é a resistência efetiva de projeto da armadura de punção

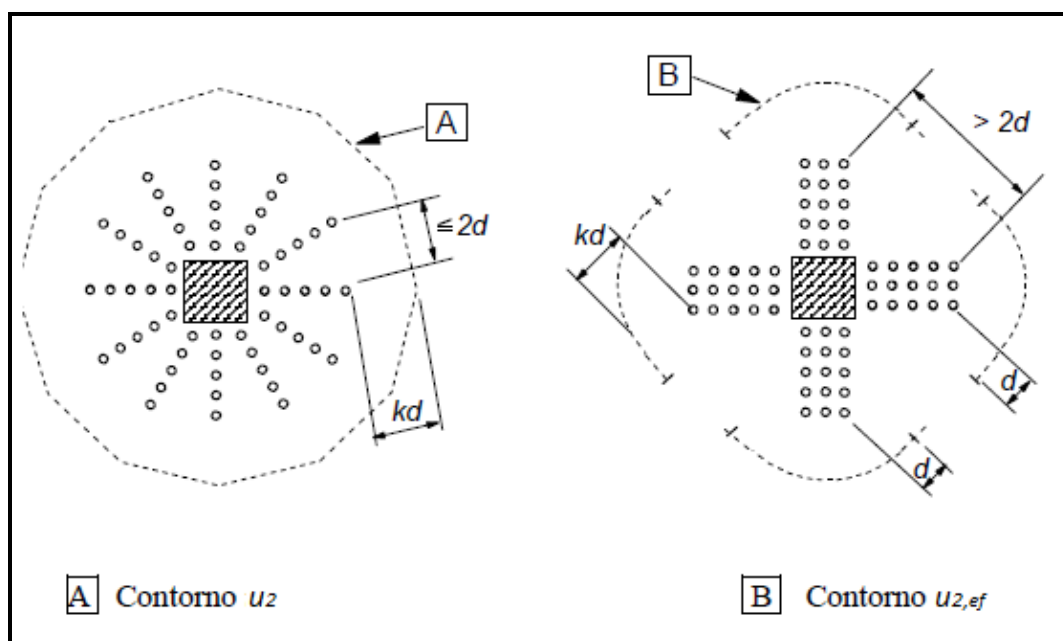
($f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ em MPa);

d é a espessura média efetiva das lajes nas duas direções (mm);

α é o ângulo entre as armaduras de punção e o plano da laje.

Deve-se estender a armação em contornos paralelos a u_1 até que num contorno u_2 , afastado $1,5d$ da última linha de armadura, a tensão τ_{Ed} seja menor ou igual a $\tau_{Rd,c}$.

Figura 2.32 – Perímetro exterior à armadura de punção para pilares internos



Fonte: Eurocode 2:2004

2.6.3 Verificação para lajes protendidas

Pode ser ampliada a resistência do concreto através da expressão:

$$\tau_{Rd,ef} = \tau_{Rd,c} + 0,1\sigma_{cp} \quad (\text{Equação 31})$$

Em que:

σ_{cp} é a tensão de compressão média no plano da laje.

A norma diz ainda que a componente vertical V_p , resultante dos cabos inclinados que passam dentro de todo o perímetro u_1 pode ser considerada como uma ação favorável de alívio da carga de punção.

$$V_p = 2 (n_x \times P_p \times \sin \alpha_x) + 2 (n_y \times P_p \times \sin \alpha_y) \quad (\text{Equação 32})$$

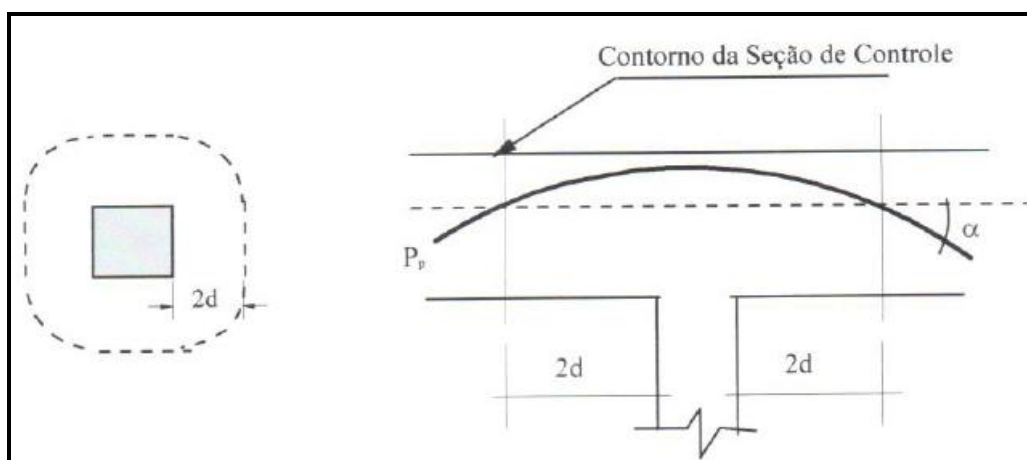
Onde:

n_x e n_y é o número de cabos que cruzam a seção de controle em cada direção;

P_p é a força de protensão média (na ruptura);

α_x e α_y são os ângulos de inclinação dos cabos no limite da seção de controle.

Figura 2.33 – Seção de controle para determinação de V_p , de acordo com o Eurocode



Fonte: Carvalho (2005)

2.7 ESTUDOS DE PUNÇÃO EM LAJES PROTENDIDAS

Desde a década de 50, ensaios referentes à punção em lajes protendidas vêm sendo desenvolvidos, de maneira a tentar elucidar a influência da tensão de compressão na resistência ao cisalhamento.

2.7.1 Scordelis et al. (1958 apud Faria, 2004)

Scordelis et al. (1958) trabalhou em testes de quinze exemplares, alguns em concreto armado e outros em concreto protendido, sendo que nos casos com protensão, não havia armadura passiva. Nos ensaios, as lajes foram elevadas e fixadas aos pilares por colarinhos de aço, e o carregamento aplicado centralmente. Verificou-se que a compressão da laje era um fator que deveria ser inserido no cálculo da resistência ao cisalhamento (P_{shear}) e, portanto, a seguinte expressão empírica foi desenvolvida:

$$\frac{P_{shear}}{bd f'_c} = 0,175 - 0,00000351 f'_c + 0,000114 \frac{Fe}{S} \quad (\text{Equação 33})$$

onde:

b é o perímetro à extremidade do colarinho da laje;

Fe é a força por cabo, em kN;

f'_c em kN/m²;

S é o espaçamento do cabo, em m.

2.7.2 Grow e Vanderbilt (1967 apud Faria, 2004)

Foram elaborados doze testes em lajes de concreto leve de 76mm de espessura variando o grau de protensão e aplicando carregamento centrado. Para o cálculo da resistência ao cisalhamento, propuseram a expressão abaixo, muito semelhante com as equações de V_{cw} do ACI 318-83:

$$Vu = (360 + 0,3 f_{ec}) bd, \text{ em kN} \quad (\text{Equação 34})$$

onde:

f_{ec} é a pré-compressão média, em kN/m²;

b é o perímetro à face da coluna, em m.

2.7.3 Burns e Smith (1973 apud Faria, 2004)

O trabalho avaliou a influência da presença de armaduras passivas na região da ligação laje-pilar em lajes protendidas, no quesito punção. O ACI 318, posteriormente, incorporou a recomendação dessa área de aço mínima para flexão e, assim como a NBR 6118, recomenda adotar a equação a seguir:

$$A_s = 0,00075 h l \quad (\text{Equação 35})$$

onde:

h é a altura da peça, em cm;

l é o vão médio em cm na direção do momento.

2.7.4 Hawkins e Trongtham (1975 apud Faria, 2004)

Foram desenvolvidos, na Universidade de Washington, testes à punção em pilares internos que, pela primeira vez, analisavam o cisalhamento em casos onde havia transferência de momento entre laje e pilar. A partir desses estudos, foram feitas algumas observações, tais como:

- A tensão de cisalhamento V_u não deve superar:

$$V_{CW} = 9,19\sqrt{f'_c} + 0,3f_{pc} + \frac{V_p}{A_c} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{Equação 36})$$

onde:

f_{pc} é a protensão na direção da transferência do momento, em kN/m²;

V_p é a soma das componentes verticais dos cabos de protensão que cruzam a seção crítica;

A_c é a área da seção crítica a $d/2$ de distância do perímetro da coluna.

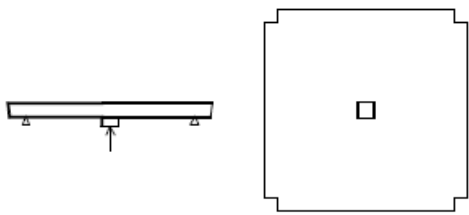
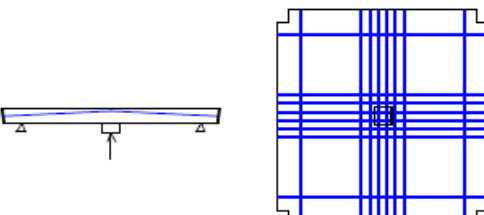
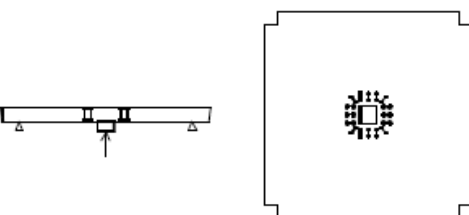
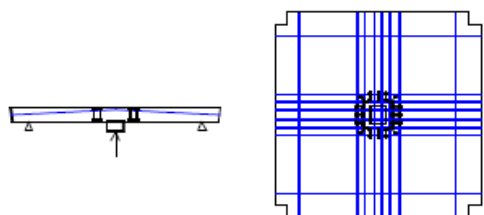
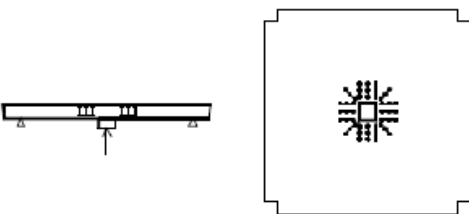
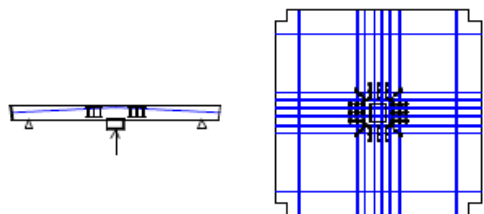
- A quantidade de armadura aderente recomendada pelo ACI 318 é desejável, embora, para conexões internas, 80% da quantidade recomendada já seria suficiente.
- Além dessas recomendações, os testes mostraram que as lajes protendidas possuem ligações com os pilares mais rígidas que de lajes em concreto armado de igual resistência à flexão.

2.7.5 MELGES, José Luiz P. (2001)

Denominada “Análise experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido”, a pesquisa foi elaborada para pilares internos com carregamento concêntrico e foram comparadas as resistências dos modelos em concreto armado com os modelos em concreto protendido. Foi verificada a precisão com que algumas normas avaliam a força responsável pela ruína da ligação, entre as quais: Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118:1978, revisão da NB1/2000 – futura NBR 6118:2003), American Concrete Institute (ACI 318-95), Comitê Euro-International du Beton (CEB-FIP model code 1990/1991), Federation Internationale du Beton (fib/1999) e Federation Internationale de la Precontrainte (FIP/1999).

Os modelos experimentais possuíam 16 cm de espessura e dimensões 2,5m x 2,5m.

Figura 2.34 – Características dos modelos

<i>Modelos sem protensão</i>	<i>Modelos com protensão</i>
<p>Modelo M1</p> <p>Laje sem armadura de punção</p> 	<p>Modelo M4</p> <p>Laje sem armadura de punção</p> 
<p>Modelo M2</p> <p>Laje com 2 linhas de conectores</p> 	<p>Modelo M5</p> <p>Laje com 2 linhas de conectores</p> 
<p>Modelo M3</p> <p>Laje com 3 linhas de conectores</p> 	<p>Modelo M6</p> <p>Laje com 3 linhas de conectores</p> 

Fonte: Melges (2001)

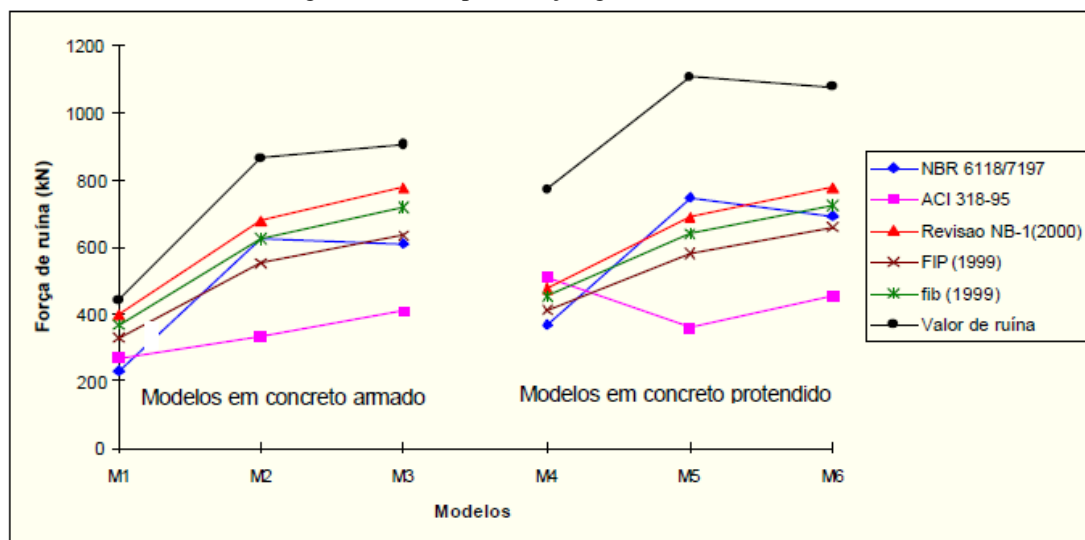
Os resultados dos testes podem ser observados na Tabela 2.3:

Tabela 2.3– Previsão da força de ruína, em porcentagem

Modelo	Força de ruptura (em porcentagem)					Força medida no ensaio (kN)
	NBR 6118 (kN)	ACI (kN)	Revisão da NB-1 (kN)	FIP/99 (kN)	fib/99 (kN)	
M1	53%	61%	91%	74%	84%	100%
M2	72%	38%	78%	64%	72%	100%
M3	67%	45%	86%	70%	79%	100%
M4	48%	66%	62%	53%	59%	100%
M5	68%	33%	62%	53%	58%	100%
M6	64%	42%	72%	61%	67%	100%

Fonte: Melges (2001)

Figura 2.35 – Representação gráfica dos resultados



Fonte: Melges (2001)

Tabela 2.4 – Previsão da posição da superfície de ruína

Modelo	Posição da superfície de ruína					Ruína observada no ensaio
	NBR 6118	ACI	Revisão da NB-1	FIP/99	fib/99	
M1	I	I	I	I	I	I
M2	I	III	III	III	III	III
M3	I	III	III	III	III	III
M4	I	I	I	I	I	I
M5	I	III	III	III	III	III
M6	I	III	III	III	III	III

I. Superfície de ruína afastada da face do pilar de: $d/2$ para NBR 6118 e ACI 318, $2d$ para Revisão da NB-1 e CEB/90 (FIP/1999 e fib/1999).

II. Superfície de ruína localizada além da região transversalmente armada.

III. Superfície de ruína localizada na região adjacente ao pilar, entre a face deste e a primeira linha de armaduras transversais.

Fonte: Melges (2001)

A pesquisa concluiu que a introdução de armadura de punção eleva, significativamente, a resistência da ligação laje-pilar.

Mesmo com uma diminuição da armadura passiva, para introdução dos cabos de protensão, nos modelos 4, 5 e 6, os ensaios mostraram que a presença da protensão aumenta a resistência da ligação.

É citado, também, que apesar das normas ACI 318-95 e revisão da NB-1/2000 serem bem conservadoras, a norma brasileira foi a que mais se aproximou dos resultados obtidos experimentalmente, dentre as normas analisadas.

2.7.6 SILVA, Ricardo José C. (2005)
















A tese intitulada “Punção em lajes cogumelo protendidas com cordoalhas não aderentes e pilares de diferentes dimensões” foi elaborada por Ricardo José Carvalho, que realizou ensaios em 16 lajes de 12 cm de espessura, com configurações diferentes de distribuição dos cabos sobre os apoios.

Além desses testes, Silva faz um apanhado de diversas outras pesquisas relacionadas à punção em lajes protendidas para pilares internos e compara todos esses resultados com a resistência estimada pelas normas FIP (1998/1999), EC2 (2002), ACI 318 (2002), NBR 6118 (2003) e Métodos de Descompressão Direta (DD1 e DD2).

Na Tabela 2.5, são mostradas as configurações das lajes ensaiadas pelo pesquisador.

Observa-se a variação na quantidade de cabos e nos seus posicionamentos nos diferentes modelos.

Tabela 2.5 – Lajes ensaiadas

Laje	Pilar (mm)	Distribuição dos cabos
A1	100x100	 6 cabos a cada 100mm
A2		 4 cabos a cada 100mm
A3		 6 cabos a cada 250mm
A4		 4 cabos a cada 250mm
B1	200x200	 6 cabos a cada 100mm
B2		 4 cabos a cada 100mm
B3		 6 cabos a cada 150mm
B4		 4 cabos a cada 150mm
C1	300x300	 6 cabos a cada 100mm
C2		 4 cabos a cada 100mm
C3		 6 cabos a cada 150mm
C4		 4 cabos a cada 150mm
D1	200x200	 6 cabos a cada 100mm (cabos passam fora da coluna)
D2		 4 cabos a cada 100mm (cabos passam fora da coluna)
D3		 4 cabos a cada 100mm (cabos passam fora da coluna)
D4	igual à laje C2	
Obs: Todos os cabos das lajes possuem perfil parabólico.		

Fonte: Silva (2005)

A Tabela 2.6 mostra a relação V_u/V_{calc} que é a diferença existente entre a real carga de ruptura nos ensaios e a previsão de carga última que as normas estipulam.

Tabela 2.6 - Média e coeficiente de variação de V_u/V_{calc}

	ACI 318 (2000)		EC2 (2002)		FIP (1998)		NBR 6118 (2003)		DD1		DD2	
	média	c var (%)	média	c var (%)	média	c var (%)	média	c var (%)	média	c var (%)	média	c var (%)
33 lajes protendidas cabos inclinados (tipos 1 e 2)	1,51	14,4	1,21	13,7	1,32	13,3	1,58	22,7	1,16	9,7	1,08	8,9
4 lajes protendidas com cabos retos a meia altura (tipo 3)	1,42	-	1,06	-	1,09	-	1,27	-	1,09	-	1,03	-
3 lajes de concreto armado (tipo 4)	1,75	-	1,00	-	1,00	-	1,00	-	1,00	-	1,00	-
40 lajes (total)	1,52	14	1,18	14,6	1,27	15,5	1,51	24,9	1,14	10,7	1,07	9,6

Fonte: Silva (2005)

A conclusão da tese é que os melhores resultados foram apresentados pelo método de descompressão direta DD2, seguido de DD1, EC2 e FIP. Os piores resultados, ou mais conservadores, foram os da NBR 6118 e do ACI 318.

2.7.7 CARVALHO, Alessandra L. (2005)

Tese intitulada “Punção em lajes cogumelo de concreto protendido com cabos não aderentes e armadura de cisalhamento” que teve como objetivo a proposição de métodos de cálculo de punção baseados em equações recomendadas por normas, como ACI 318-02, EC2:2001, NBR 6118:2003 entre outras, através da análise de resultados de ensaios experimentais para pilares internos.

O estudo teve como principais variáveis a área, a distribuição e o número de camadas de armadura de cisalhamento e o comprimento do lado do pilar.

Para que pudessem ser feitas comparações dos resultados experimentais e as prescrições dos códigos normativos, não foi adotado qualquer coeficiente de segurança e foram utilizados os valores de teste da resistência média à compressão do concreto e da tensão de escoamento do aço.

Para lajes sem armadura de cisalhamento, obtiveram-se, a partir do ACI 318-02, resultados médios de V_{teste}/V_{calc} iguais a 1,34, com desvio padrão de 0,09. Para as lajes com armadura de cisalhamento, obteve-se média de 1,24 com desvio de 0,12.

Já, utilizando-se a NBR 6118:2003, as lajes sem armadura de cisalhamento apresentaram média de V_{teste}/V_{calc} iguais a 1,54, com desvio padrão de 0,18. Para as lajes com armadura de cisalhamento, obteve-se média de 1,41 com desvio de 0,14.

Para o ACI318-02, a autora propõe as seguintes adaptações:

- combinação entre as equações para lajes de concreto protendido e para lajes de concreto armado com armadura de cisalhamento;
- consideração da parcela vertical da força de protensão para o cálculo da resistência ao puncionamento na região externa à armadura de cisalhamento, em uma nova seção de controle;
- alteração da equação para cálculo da resistência ao puncionamento na região adjacente ao pilar;
- considerações sobre o valor da tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento a ser usado nos cálculos.

Para a NBR6118, a autora propõe as seguintes adaptações:

- combinação entre as equações para lajes de concreto protendido e para lajes de concreto armado com armadura de cisalhamento;
- consideração da parcela vertical da força de protensão para o cálculo da resistência ao puncionamento na região externa à armadura de cisalhamento, em uma nova seção de controle;
- consideração da tensão de compressão no plano da laje;
- considerações sobre o valor da tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento a ser usado nos cálculos.

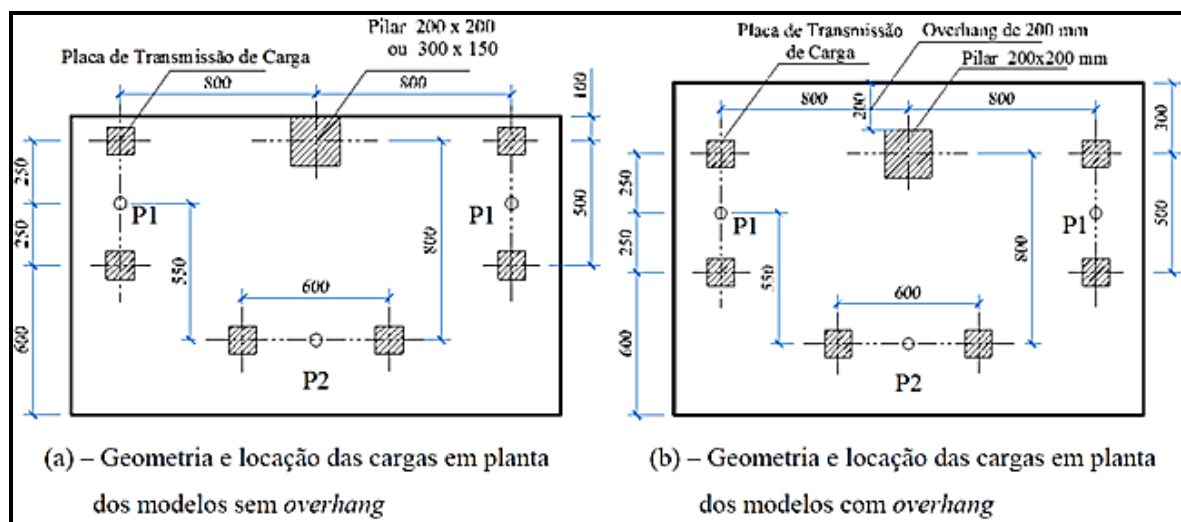
2.7.8 HONORATO, Marcos Oliveira (2008)

A pesquisa “Punção em lajes lisas com pilar de borda protendidas com cordoalhas não aderentes” comparou resultados experimentais de oito modelos com as

previsões analíticas estabelecidas pelas normas NBR 6118:2003, ACI 318-02 e EC2:2001.

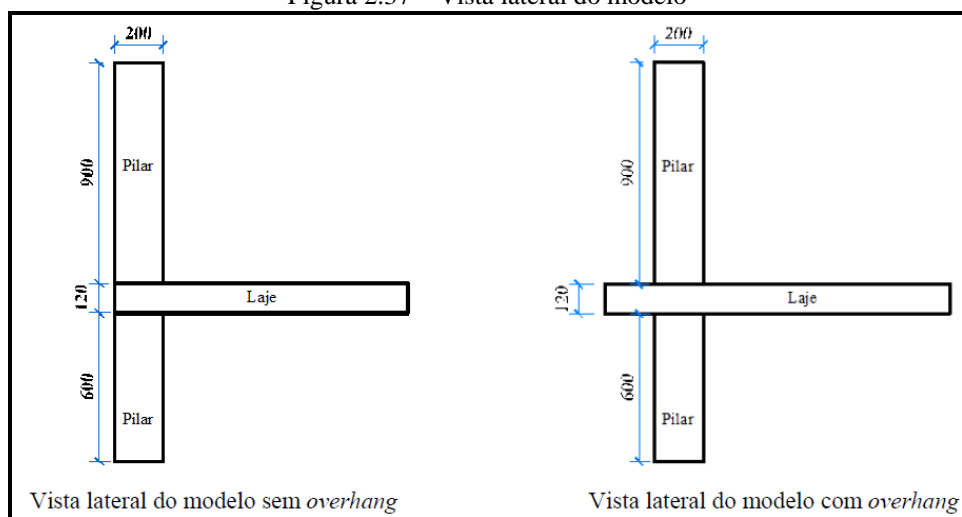
Teve como variáveis de ensaio a dimensão dos pilares, a distribuição de cabos na laje e a variação entre P1 e P2.

Figura 2.36 – Geometria dos modelos locais de ensaio



Fonte: Honorato (2008)

Figura 2.37 – Vista lateral do modelo



Fonte: Honorato (2008)

A pesquisa concluiu que a NBR 6118:2003 apresentou os resultados mais conservadores em relação às outras normas avaliadas, apresentando média entre tensões atuantes e tensões resistentes igual a 3,11 e desvio padrão de 0,38. Cita também que parte desse conservadorismo é devido à adoção apenas da parcela vertical da protensão na formulação apresentada.

O ACI 318-02, por ter limitações para a resistência do concreto e para a eficácia da protensão em pilares de borda, também se mostrou conservador, com média entre as tensões atuantes e resistentes igual a 2,56 e desvio padrão de 0,26.

A pesquisa diz que a norma que apresentou melhor desempenho foi o EC2:2001, com média de 1,18 e desvio padrão de 0,24.

Honorato também concluiu que o avanço da laje nas bordas (*overhang*) aumenta a rigidez da ligação, distribui de maneira mais uniforme os esforços de compressão na região inferior da laje e diminui o efeito da torção.

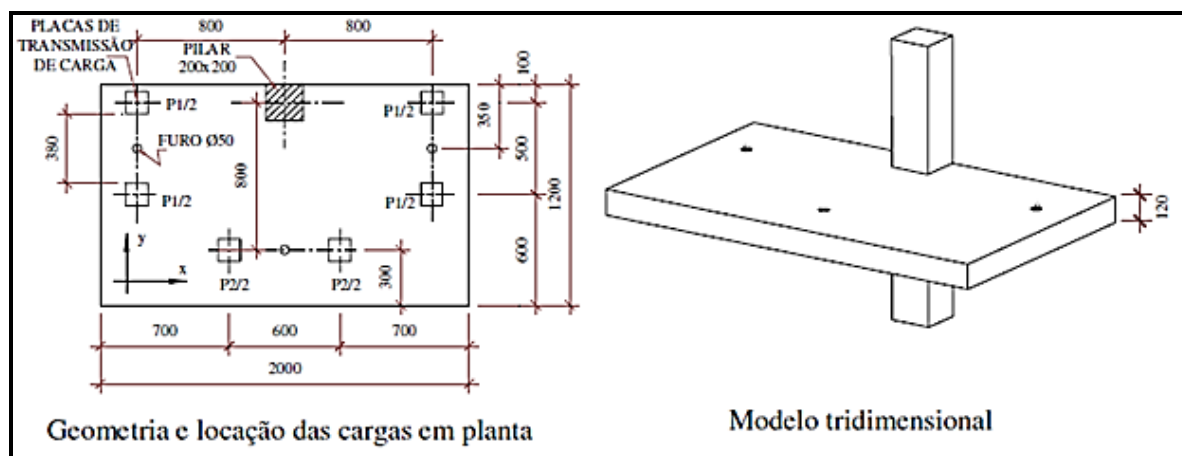
Além disso, ele cita que a maior concentração de cabos na direção perpendicular à borda aumentou a resistência última da ligação, fato esse que não é bem avaliado pelas normas.

2.7.9 BARBÁN, Vladimir Villaverde (2008)

A tese intitulada “Punção em lajes cogumelo de concreto protendido com cabos não aderentes na ligação laje-pilar de borda” objetivou analisar a influência da tensão de compressão, da taxa de armadura passiva e da variação do momento fletor e força cortante na resistência à punção da laje, em pilares de borda.

A partir de quinze ligações ensaiadas, foram comparados os resultados obtidos com as previsões de resistência à punção segundo o ACI 318-02, fib/1998, EC2:2001 e NBR 6118:2003.

Figura 2.38 – Geometria dos modelos ensaiados



Fonte: Barbán (2008)

Os resultados obtidos na pesquisa são mostrados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Relação entre tensões atuantes e tensões resistentes

	Tensão atuante / Tensão resistente				
	ACI	<i>fib</i>	EC2	EC2 ¹	NBR
MD	2,22	1,76	1,40	0,86	2,04
DP	0,24	0,16	0,16	0,19	0,21
CV	10,9	8,9	11,5	22,1	10,0

Fonte: Barbán (2008)

Pode-se observar que o ACI e a NBR são as normas mais conservadoras, enquanto o EC2 possui os resultados mais próximos da realidade.

Entre as conclusões, é citado que, apesar de a norma NBR 6118:2003 ser baseada na norma europeia, os resultados são bem divergentes, sendo que um dos fatores para isso é a consideração por parte da norma europeia da tensão de compressão média no plano da laje.

2.7.10 CARVALHO, Clauderson Baliseu (2008)

Intitulada “Análise crítica dos critérios normativos de dimensionamento à punção em lajes lisas”, a pesquisa teve como objetivo comparar os critérios normativos de dimensionamento à punção das normas NBR 6118:2003, ACI 318-05 e EC2:2004.

Foram selecionados, nas literaturas nacional e internacional, diversos ensaios de lajes planas para pilares internos com carregamento simétrico.

As lajes foram divididas em grupos para facilitar as comparações.

- *Grupo 1:* Lajes em concreto armado, com resistência à compressão do concreto (f_c) limitada a 50MPa. Nesse grupo, havia 98 lajes sem armadura de punção e 107 com armadura.

- *Grupo 2:* Lajes protendidas, com resistência à compressão do concreto (f_c) limitada a 50MPa. Dessas, 48 sem armadura de punção e 15 com armadura de punção.

- *Grupo 3:* Lajes em concreto armado, com resistência à compressão do concreto (f_c) superior a 50MPa. Nesse grupo, havia 40 sem armadura de punção e 17 com armadura de punção.

- *Grupo 4:* Lajes protendidas, com resistência à compressão do concreto (f_c) superior a 50MPa. Nesse caso, a amostra conteve 20 sem armadura de punção e 9 com armadura de punção.

A pesquisa concluiu que:

- Para lajes em concreto armado com f_c limitado a 50MPa, sem armadura transversal, todos os critérios estudados são seguros, conservativos e antieconômicos, sendo que a NBR apresentou melhor desempenho.

- Para lajes em concreto armado com f_c limitado a 50MPa, com armadura transversal, todos os critérios foram razoavelmente precisos na estimativa do local

da formação da superfície de ruptura. Numa análise global, a norma europeia apresentou melhores resultados para a relação F_u/F_{calc} .

- Para lajes em concreto protendido com f_c limitado a 50MPa, sem e com armadura transversal de cisalhamento, os critérios do ACI e EC2 foram precisos com 80% de acerto. Com a norma brasileira, o percentual caiu para 53%. Em termos gerais, a norma americana apresentou melhor desempenho para as lajes sem armadura transversal, e a europeia apresentou melhor desempenho para lajes com armadura transversal.

- Para lajes em concreto armado com f_c superior a 50MPa, sem armadura transversal, todos os critérios de dimensionamento possuem segurança adequada e tendência conservativa. Os procedimentos sugeridos pela NBR 6118 e pelo ACI 318 proporcionam melhores resultados de F_u/F_{calc} .

- Para lajes em concreto armado com f_c superior a 50MPa, com armadura transversal, todas as normas analisadas possuem segurança adequada e tendência bem conservativa. Os procedimentos sugeridos pela NBR 6118:2003 e pelo ACI 318-05 proporcionam melhores resultados de F_u/F_{calc} . Numa avaliação geral, a NBR possui menor média acima da unidade, consequentemente, menos conservadora.

- Para lajes em concreto protendido com f_c superior a 50MPa, sem e com armadura transversal de cisalhamento, os três critérios normativos avaliaram, precisamente, a superfície de ruptura, com quase 90% de acerto. Para as lajes sem armadura transversal, o EC2 apresentou melhores resultados. Com a presença de armadura, a norma europeia também obteve melhor desempenho, juntamente com a norma brasileira.

3 DIMENSIONAMENTOS TEÓRICOS

As normas NBR 6118:2007, NBR 6118:2014, ACI 318-11 e EC2:2004 são o objeto de estudo deste capítulo. Serão apresentados cálculos de armaduras de punção para os dados a seguir:

- *Força cortante de cálculo*: de 400kN a 1200kN, com acréscimos de 100kN;
- *Taxa de armadura de flexão*: 0,5% e 1,5%;
- *Seção dos pilares*: 30x30cm, 40x40cm e 50x50cm;
- *Resistência do concreto*: 30MPa, 35MPa e 40MPa;
- *Tensão de compressão no plano*: 1,33MPa e 2,0MPa.
- *Espessura da laje*: 18cm (peso próprio=4,5kN/m²)
- *Espaçamento radial entre estribos de punção*: 10cm

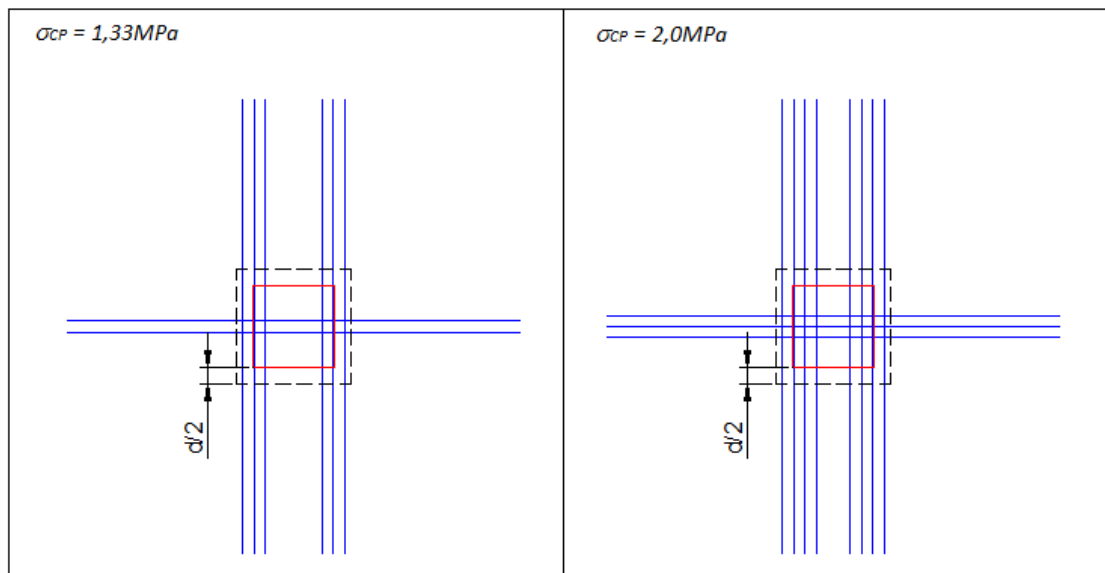
O valor mínimo de força cortante, especificado como 400kN, foi adotado considerando-se lajes apoiadas sobre pilares modulados com vãos 8x8m – área de influência de 64m² – e sobrecarga mínima de 2kN/m². O valor máximo de 1200kN resulta, considerando a mesma concepção de lajes, de uma sobrecarga de 14kN/m².

Para as cordoalhas engraxadas, temos:

- Aço: CP190-RB;
- Diâmetro: 12,7mm;
- Força de protensão: 150kN;
- Perdas: 20%;
- ângulo de inclinação: 2,5 graus.

Figura 3.1 – Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para NBR 6118 e ACI 318

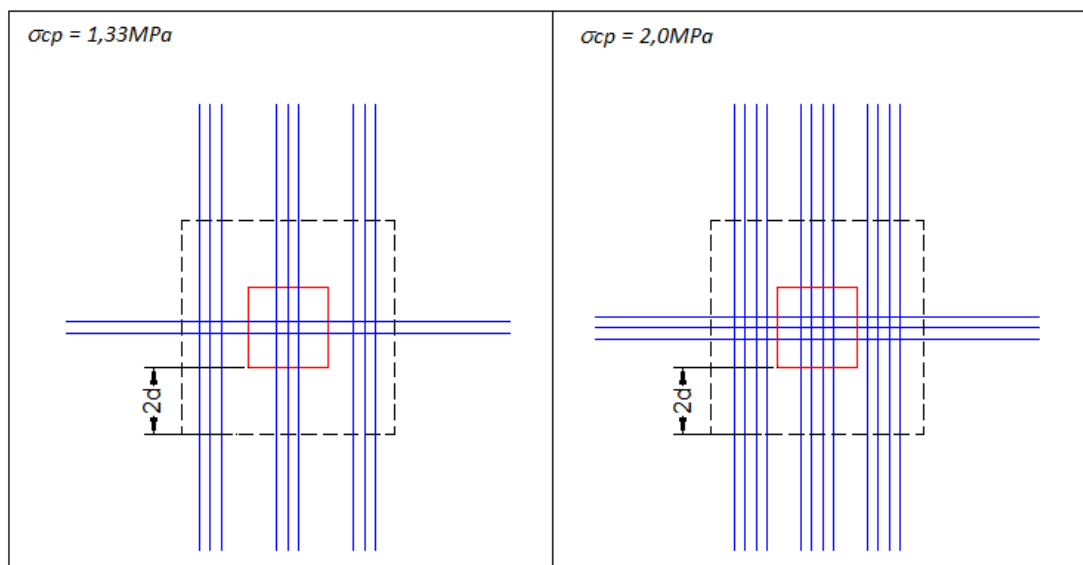
PARA NBR E ACI



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 3.2 – Cordoalhas consideradas no cálculo de V_p , para EC2

PARA EUROCODE



Fonte: Elaborada pelo autor

3.1 DIMENSIONAMENTO A PARTIR DA NBR 6118:2007

- **Análise 1** → $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$ (2 cordoalhas/metro)

Tabela 3.1 – Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2007 - análise 1

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8	12,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	12,2	13,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4	12,0	13,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9	13,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9	11,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0	11,6	13,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1	12,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9	12,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0

Fonte: Elaborada pelo autor

- **Análise 2** → $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$ (3 cordoalhas/metro)

Tabela 3.2 – Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2007 - análise 2

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7	13,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,9	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9	11,5	13,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	13,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,0	4,6	6,2	7,8	9,4	11,0
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,5	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1	12,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9	12,5
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8	12,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6	12,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	5,1	6,7	8,3	9,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5

Fonte: Elaborada pelo autor

3.2 DIMENSIONAMENTO A PARTIR DA NBR 6118:2014

- **Análise 1** → $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$ (2 cordoalhas/metro)

Tabela 3.3 – Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2014 - análise 1

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,6	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2	12,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3	10,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	1,4	3,0	4,6	6,2	7,8	9,4	11,0	12,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1	10,7	12,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,5	4,1	5,7	7,3	8,9	10,5	12,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3	11,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1	11,7
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,8	3,4	5,0	6,6	8,2	9,8	11,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	4,3	5,9	7,5	9,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0	9,6	11,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	5,6	7,2	8,8

Fonte: Elaborada pelo autor

- **Análise 2** → $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$ (3 cordoalhas/metro)

Tabela 3.4 – Áreas de aço (cm²) para NBR 6118:2014 - análise 2

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,4	4,0	5,6	7,2	8,8	10,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,2	3,8	5,4	7,0	8,6	10,2	11,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	2,0	3,6	5,2	6,8	8,4	10,0	11,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,7	3,3	4,9	6,5	8,1	9,7	11,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7	9,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,5	3,1	4,7	6,3	7,9	9,5	11,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,8	4,4	6,0	7,6	9,2	10,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,6	4,2	5,8	7,4	9,0	10,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,6	5,2	6,8	8,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,3	3,9	5,5	7,1	8,7	10,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,2	4,8	6,4	8,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,1	3,7	5,3	6,9	8,5	10,1
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,9	4,5	6,1	7,7

Fonte: Elaborada pelo autor

3.3 DIMENSIONAMENTO A PARTIR DO ACI 318-11

- **Análise 1** → $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$ (2 cordoalhas/metro)

Tabela 3.5 – Áreas de aço (cm²) para ACI 318-11 - análise 1

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	6,6	8,7	10,9	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	6,3	8,4	10,5	12,6	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	6,0	8,1	10,3	12,3	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	7,8	10,0	12,0	14,2	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	7,4	9,6	11,7	13,8	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	7,1	9,2	11,3	13,4	15,5	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,1	11,2	13,3	15,4	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	8,6	10,7	12,8	14,9	17,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	8,2	10,3	12,4	14,5	16,6	18,8

Fonte: Elaborada pelo autor

- **Análise 2** → $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$ (3 cordoalhas/metro)

Tabela 3.6 – Áreas de aço (cm²) para ACI 318-11 - análise 2

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	8,7	10,9	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	8,4	10,6	12,6	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	8,1	10,3	12,3	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	10,0	12,0	14,2	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,6	11,7	13,8	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	9,2	11,3	13,4	15,5	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	11,2	13,3	15,4	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	10,7	12,8	14,9	17,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$ $\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	10,3	12,4	14,5	16,6	18,8

Fonte: Elaborada pelo autor

3.4 DIMENSIONAMENTO A PARTIR DO EUROCODE 2: 2004

- **Análise 1** → $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$ (2 cordoalhas/metro)

Tabela 3.7 – Áreas de aço (cm²) para EC2:2004 - análise 1

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,8	2,1	3,5	4,8	6,2	7,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	2,2	3,5	4,8	6,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,6	1,9	3,3	4,6	6,0	7,3	8,7	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,9	3,3	4,6	5,9	7,3	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,8	3,2	4,5	5,8	7,2	8,5	9,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,4	5,8	7,1	8,4
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,5	2,9	4,2	5,6	6,9	8,3	9,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,4	2,8	4,1	5,4	6,8	8,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,4	2,7	4,0	5,4	6,7	8,1	9,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,2	2,5	3,8	5,2	6,5	7,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,2	2,6	3,9	5,2	6,6	7,9	9,3
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,2	3,6	4,9	6,3	7,6
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	1,0	2,3	3,7	5,0	6,3	7,7	9,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	2,0	3,4	4,7	6,0	7,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,8	2,1	3,5	4,8	6,1	7,5	8,8
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,4	5,8	7,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,9	3,3	4,6	6,0	7,3	8,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,4	2,8	4,1	5,5	6,8

Fonte: Elaborada pelo autor

- **Análise 2** → $\sigma_{cp} = 2,0 \text{ MPa}$ (3 cordoalhas/metro)

Tabela 3.8 – Áreas de aço (cm²) para EC2:2004 - análise 2

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,8	2,2	3,5	4,8	6,2	-	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,8	2,2	3,6	4,9	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,7	2,0	3,3	4,7	6,0	7,4	-
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,6	2,0	3,3	4,7	6,0	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,5	1,9	3,2	4,5	5,9	7,2	8,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	3,1	4,5	5,8	7,1
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,2	1,5	2,9	4,2	5,5	6,9	8,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,4	2,7	4,1	5,4	6,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,3	2,7	4,0	5,4	6,7	8,0
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	1,1	2,4	3,8	5,1	6,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	1,1	2,5	3,8	5,2	6,5	7,9
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,9	2,2	3,6	4,9	6,3
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,9	2,2	3,5	4,9	6,2	7,6
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,9	3,2	4,5	5,9
	C 35	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,7	2,0	3,3	4,7	6,0	7,4
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6	2,9	4,3	5,6
	C 40	$\rho = 0,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,5	1,8	3,1	4,5	5,8	7,2
		$\rho = 1,5\%$	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,3	2,7	4,0	5,4

Fonte: Elaborada pelo autor

4 ANÁLISES COMPARATIVAS

4.1 REDUÇÕES PERCENTUAIS DE ARMADURA DE PUNÇÃO

As tabelas a seguir apresentam as reduções percentuais nas armaduras calculadas, quando se comparam as normas em estudo.

Existem células sem valores, pois não estão sendo comparados resultados nulos ou aqueles que não passam pelos limites especificados através dos códigos de dimensionamento.

Comparação 1:

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2007 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2014.

Tabela 4.1 – Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 1,33 \text{ MPa}$

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	35,7	22,7	16,7	13,2	10,9	9,3	8,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	23,8	17,2	13,5	11,1	9,4	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	38,5	23,8	17,2	13,5	11,1	9,4	8,2	7,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	25,6	18,2	14,1	11,5	9,7	8,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	41,7	25,0	17,9	13,9	11,4	9,6	8,3	7,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	27,0	18,9	14,5	11,8	9,9	8,5
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	30,8	21,8	16,9	13,8	11,7	10,1	8,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	31,4	21,6	16,4	13,3	11,1	9,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	30,6	21,2	16,2	13,1	11,0	9,5	8,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	25,0	18,8	15,0	12,5	10,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	32,4	22,0	16,7	13,4	11,2	9,6	8,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	26,7	19,7	15,6	12,9	11,0
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	38,2	26,0	19,7	15,9	13,3	11,4	10,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	29,5	21,7	17,1	14,1	12,0
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	41,9	27,7	20,6	16,5	13,7	11,7	10,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	32,5	23,2	18,1	14,8	12,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	28,9	21,3	16,9	14,0	11,9	10,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	23,1	17,6	14,3	12,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.2 – Redução percentual para Comparação 1 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	38,5	27,3	21,1	17,2	14,6	12,6	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	37,8	26,4	20,3	16,5	13,9	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	40,5	28,3	21,7	17,6	14,9	12,8	11,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	41,2	28,0	21,2	17,1	14,3	12,3
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	42,9	29,4	22,4	18,1	15,2	13,0	11,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	31,3	23,4	18,8	15,6	13,4
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	50,0	34,0	25,8	20,7	17,3	14,9	13,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	37,0	27,4	21,8	18,1	15,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	51,6	34,0	25,4	20,3	16,8	14,4	12,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	39,5	28,8	22,7	18,7	15,9
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	37,8	27,9	22,1	18,3	15,6	13,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	41,0	29,1	22,5	18,4	15,5
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	40,9	30,0	23,7	19,6	16,7	14,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	34,5	26,8	21,8	18,4
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,2	32,8	25,7	21,1	17,9	15,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	37,3	28,4	22,9	19,2
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	46,2	32,7	25,4	20,7	17,5	15,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	38,3	28,6	22,8	18,9

Fonte: Elaborada pelo autor

Quando analisadas as relações entre a NBR 6118:2014 e a NBR 6118:2007, vemos que há uma diferença significativa no grau de conservadorismo entre elas. A norma vigente é mais econômica, principalmente em níveis mais baixos de carregamento.

À medida que o carregamento aumenta, a economia gerada pela NBR 6118:2014 diminui.

Observa-se que, quando é elevado o nível de protensão da laje, reduz-se ainda mais a armadura de punção calculada pela norma de 2014.

A economia gerada pela NBR 6118:2014 aumenta nos casos de pilares com maiores seções transversais, considerando o mesmo carregamento.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução, aproximada, de 5% a 10% nas armaduras de punção calculadas.

Comparação 2:

As Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2007 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004.

Tabela 4.3 – Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	71,4	52,3	41,7	36,8	32,6	30,6	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	47,6	39,7	35,1	31,1	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	76,9	54,8	43,1	37,8	33,3	31,1	28,7	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	51,3	40,0	35,2	32,2	29,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,0	42,9	37,5	34,1	30,8	29,2	27,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	54,1	41,5	36,2	31,8	29,7	28,2
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	61,5	47,3	40,8	35,6	33,0	30,3	28,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	60,0	45,1	38,8	34,9	31,3	29,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	61,1	48,1	41,2	35,7	33,0	30,2	28,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	62,5	47,9	40,6	35,0	32,3	29,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	64,7	48,0	40,9	36,6	32,7	30,7	28,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	51,1	41,0	36,4	32,3	30,3
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	70,6	54,0	43,9	39,0	35,7	32,5	30,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	54,5	43,3	38,2	34,8	31,5
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	74,2	55,3	44,4	39,2	35,8	32,4	30,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	57,5	44,6	38,9	34,1	31,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	57,8	45,9	40,3	35,5	33,0	31,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	61,1	46,2	39,7	34,5	32,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.4 – Redução percentual para Comparação 2 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	79,5	60,0	50,7	44,8	39,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	78,4	58,5	47,8	42,4	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	81,1	62,3	52,2	44,7	40,6	36,8	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	82,4	60,0	50,0	42,7	38,8	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	85,7	62,7	52,2	45,8	40,4	37,4	34,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	64,6	51,6	43,8	39,6	36,6
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	94,1	70,0	56,1	48,8	43,9	39,5	36,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,6	56,5	47,4	42,6	38,2
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	72,3	57,1	49,4	43,2	39,6	37,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	74,4	59,3	49,3	44,0	39,3
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	75,6	59,0	50,6	44,1	40,4	36,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	76,9	60,0	49,3	43,7	38,8
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	79,5	63,3	53,9	46,7	42,6	38,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	65,5	54,9	48,3	42,7
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	83,3	65,5	55,4	47,8	43,4	39,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	68,6	56,7	48,2	43,4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	87,2	67,3	56,3	48,3	43,7	39,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	72,3	57,1	49,4	43,2

Fonte: Elaborada pelo autor

Quando comparado o EC2 com a antiga NBR 6118:2007, nota-se também uma diferença grande entre os dois códigos.

Cresce a economia gerada pelo Eurocode com o aumento da seção dos pilares, mantendo-se o carregamento.

À medida que a força cortante aumenta, a economia gerada pela norma europeia diminui.

A elevação da tensão de compressão da laje aumenta a economia gerada pela norma europeia.

É importante destacar que a economia mínima gerada pelo EC2 foi em torno de 30% e a máxima de 95%, para os valores passíveis de comparação, mostrando que essa norma possui formulações que geram resultados mais arrojados.

Para os maiores carregamentos, a elevação da taxa de armadura de flexão não gera uma significativa redução nas armaduras de punção calculadas, entretanto, na medida em que se diminui o carregamento, essa redução gira em torno de 10% a 20%.

Comparação 3:

As Tabelas 4.5 e 4.6 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através da NBR 6118:2014 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004.

Tabela 4.5 – Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	55,6	38,2	30,0	27,3	24,4	23,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	31,3	27,1	25,0	22,5	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	62,5	40,6	31,3	28,1	25,0	24,0	22,3	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	34,5	26,7	24,6	23,4	21,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	40,0	30,4	27,4	25,6	23,4	22,7	21,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	37,0	27,9	25,4	22,7	22,0	21,5
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	44,4	32,6	28,8	25,3	24,2	22,4	22,0
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	41,7	30,0	26,8	25,0	22,7	22,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	44,0	34,1	29,8	26,0	24,7	22,9	22,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	30,6	26,9	23,5	22,6	21,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	47,8	33,3	29,1	26,8	24,1	23,3	21,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	33,3	26,5	24,6	22,2	21,6
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	52,4	37,8	30,2	27,5	25,9	23,8	23,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	35,5	27,7	25,4	24,1	22,1
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,6	38,2	30,0	27,3	25,6	23,5	22,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	37,0	27,9	25,4	22,7	22,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	40,6	31,3	28,1	25,0	24,0	23,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	30,0	26,8	23,6	22,7

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.6 – Redução percentual para Comparação 3 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	66,7	45,0	37,5	33,3	29,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	65,2	43,6	34,5	31,0	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	68,2	47,4	38,9	32,9	30,2	27,5	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,0	44,4	36,5	30,9	28,6	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	75,0	47,2	38,5	33,8	29,8	28,0	25,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	48,5	36,7	30,8	28,4	26,8
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	88,2	54,5	40,8	35,4	32,1	28,9	27,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	51,7	40,0	32,8	29,9	26,9
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	58,1	42,6	36,5	31,6	29,5	27,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	57,7	42,9	34,5	31,1	27,8
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	60,7	43,2	36,7	31,6	29,3	26,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	60,9	43,6	34,5	31,0	27,6
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	65,4	47,6	39,7	33,8	31,1	28,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	47,2	38,5	33,8	29,8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	69,6	48,7	40,0	33,8	31,0	28,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	50,0	39,6	32,8	30,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	76,2	51,4	41,5	34,8	31,8	28,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	55,2	40,0	34,4	29,9

Fonte: Elaborada pelo autor

Nas Tabelas 4.5 e 4.6, compara-se o Eurocode com a NBR 6118:2014, em vigor, e que a norma europeia proporciona resultados menores de armadura de punção para todas as situações comparadas.

Para tensão de compressão (σ_{cp}) igual a 1,33 MPa, observa-se que a diferença entre elas tende a se estabilizar em 20%, com a elevação da carga. Já, considerando-se as lajes com σ_{cp} igual a 2,0 MPa, os valores calculados pelo EC2 tendem a ser 30% menores que os calculados pela norma brasileira, elevando-se o carregamento.

Observa-se que, para menor força cortante, a diferença de resultados entre as normas se torna ainda mais significativa.

A tabela 4.5 mostra que, para as lajes com menor grau de protensão, a elevação da taxa de armadura de flexão não gera uma redução significativa nas armaduras de punção calculadas. Entretanto, a Tabela 4.6 mostra que, para as lajes com σ_{cp} igual a 2,0 MPa, o aumento de armadura de flexão acarreta numa redução expressiva da armadura de punção para carregamentos de até 800kN.

Comparação 4:

As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através do EC2:2004.

Tabela 4.7 – Redução percentual para Comparação 4 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	87,9	75,9	67,9	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	79,8	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	90,5	77,4	68,6	63,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	81,9	73,8	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	77,8	68,9	63,4	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	83,5	74,8	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	80,8	71,0	65,0	60,6	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	86,0	76,7	71,1	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	81,1	71,9	65,8	60,9	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	87,5	78,6	72,5	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	83,1	71,7	65,5	61,2	57,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	80,5	73,1	68,4	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	74,7	67,0	62,4	59,1	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	82,1	74,4	69,5	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	75,6	67,3	62,5	59,1	56,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	84,1	75,8	70,5	66,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	76,8	68,0	62,9	58,6	56,0	54,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	86,4	77,4	71,7	66,9	63,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.8 – Redução percentual para Comparação 4 $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	90,8	79,8	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	92,7	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	91,7	81,1	73,8	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	94,3	84,1	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	93,8	81,6	74,0	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	86,2	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	85,0	75,8	70,4	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	88,3	81,0	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	86,5	76,9	71,0	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	90,6	82,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	88,0	77,9	71,6	66,5	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	92,0	83,6	76,8	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	80,4	73,7	68,2	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	85,7	79,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	81,3	74,2	68,5	64,9	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	87,5	80,5	74,9	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	82,5	75,0	69,0	65,1	61,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	89,5	81,4	75,9	71,3

Fonte: Elaborada pelo autor

Analisando a relação entre o EC2:2004 e o ACI 318-11, observa-se a maior diferença entre as quatro normas em estudo, sendo que, dentre os valores encontrados, a economia mínima gerada pela norma europeia foi de 54%.

Para carregamentos menores, as armaduras de punção podem ser reduzidas em mais de 90%.

Observa-se ainda que, para seções maiores de pilares, mantendo-se o carregamento, a economia do EC2 tende a aumentar.

Para os exemplos teóricos apresentados, o acréscimo de protensão aumenta a economia gerada pela norma europeia em 10%, aproximadamente.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 10% a 15% nas armaduras de punção calculadas.

Comparação 5:

As Tabelas 4.9 e 4.10 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2007.

Tabela 4.9 – Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	57,6	49,4	45,0	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	70,1	61,5	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	58,7	50,0	44,8	41,3	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	72,6	62,9	56,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	60,0	50,6	45,6	41,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	74,1	64,1	56,9	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	50,0	45,0	40,8	38,7	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	65,0	57,5	52,8	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	51,4	45,8	41,9	39,1	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	66,7	59,0	53,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	52,1	45,7	41,6	38,8	36,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	68,5	60,2	54,5	50,3	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,1	41,1	38,3	36,4	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	69,2	60,7	54,9	50,6	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,3	41,1	38,3	36,2	35,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	72,1	62,6	56,3	51,7	48,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	45,1	40,8	37,9	35,9	34,3	33,5
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	65,0	58,1	53,1	49,4	46,8

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.10 – Redução percentual para Comparação 5 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	55,2	49,5	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	75,9	66,1	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	56,0	50,0	45,2	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	67,9	60,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	56,8	50,5	45,5	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	68,9	61,0	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	50,0	45,0	42,3	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,0	61,7	56,3	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	51,0	46,2	42,8	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	71,9	63,2	57,2	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	51,1	46,0	42,5	40,0	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	75,0	65,5	59,0	54,2	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	46,4	42,9	40,3	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	65,2	58,6	53,9	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	45,8	42,2	39,6	38,0	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	67,3	60,2	55,0	51,5	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	46,6	42,7	40,0	38,0	36,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,9	62,1	56,6	52,4	49,5

Fonte: Elaborada pelo autor

Os resultados da comparação entre a NBR 6118:2007 e o ACI 318 mostram que a norma brasileira é mais eficiente que a americana, com reduções acima de 40% nas armaduras de punção calculadas.

Há maior redução da armadura para carregamentos menores, assim como nas outras comparações.

Cresce a economia gerada pela NBR 6118:2007 com o aumento da seção dos pilares, mantendo-se o carregamento.

A variação de σ_{cp} não altera significativamente a relação entre as duas normas.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 15% a 20% nas armaduras de punção calculadas.

Comparação 6:

As Tabelas 4.11 e 4.12 apresentam as reduções percentuais das armaduras de punção obtidas quando o dimensionamento através do ACI318-11 é substituído pelo dimensionamento através da NBR 6118:2014.

Tabela 4.11 – Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 1,33$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	72,7	60,9	54,1	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	70,6	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	74,6	61,9	54,3	49,2	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	72,4	64,3	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	76,7	63,0	55,3	49,6	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	73,8	65,0	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	65,4	57,0	50,8	47,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	76,0	66,7	60,6	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	66,2	57,3	51,3	47,1	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	69,2	62,3	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	67,6	57,6	51,3	47,0	43,9	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	70,8	63,4	58,1	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	59,3	52,7	48,1	44,8	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	72,3	64,7	59,1	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	60,5	53,3	48,4	45,0	42,7	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	74,8	66,4	60,4	56,1	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	61,0	53,4	48,4	44,8	42,2	40,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	67,7	61,4	56,6	53,2

Fonte: Elaborada pelo autor

Tabela 4.12 – Redução percentual para Comparação 6 com $\sigma_{cp} = 2,0$ MPa

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	72,4	63,3	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	78,9	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	73,8	64,2	57,1	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	81,1	71,4	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	75,3	65,0	57,7	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	73,2	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	67,0	59,2	54,2	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	75,8	68,3	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	67,7	59,8	54,3	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	77,8	69,6	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	69,6	61,1	55,2	51,0	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	79,6	70,9	64,5	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	62,5	56,4	51,9	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	72,9	66,2	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	63,6	57,0	52,3	49,1	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	75,0	67,8	62,6	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	64,1	57,3	52,4	48,8	46,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	76,6	69,0	63,3	59,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Observando as Tabelas 4.11 e 4.12, nota-se que, para valores mais baixos de carregamento, a diferença entre as duas normas gira em torno de 70% e para carregamentos maiores, a diferença é de aproximadamente 50%.

Cresce a economia gerada pela NBR 6118:14 com o aumento da seção dos pilares e carregamento constante.

Há um aumento aproximado de 10% na economia obtida pela NBR 6118:2014 com a elevação da tensão de compressão. Isso pode ser observado para todos os valores comparados nas tabelas.

A elevação da taxa de armadura de flexão gera uma redução de 15% a 20% nas armaduras de punção calculadas.

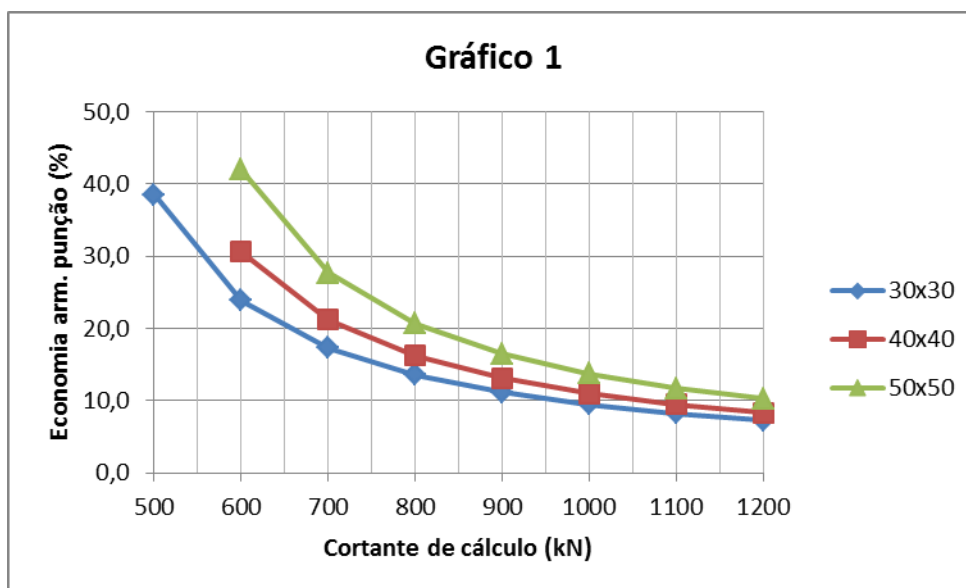
4.2 GRÁFICOS COMPARATIVOS

Visando às comparações entre normas de dimensionamento, serão apresentados gráficos elaborados através dos dados obtidos das Tabelas 4.1 a 4.12.

Pode-se observar que, para cada seção de pilar, a relação entre as normas depende da taxa de armadura, mas pouco varia quando se altera a resistência do concreto. Dessa maneira, foi considerada variação apenas na taxa de armadura de flexão e dimensão dos pilares, fixando-se a resistência à compressão do concreto igual a 35MPa.

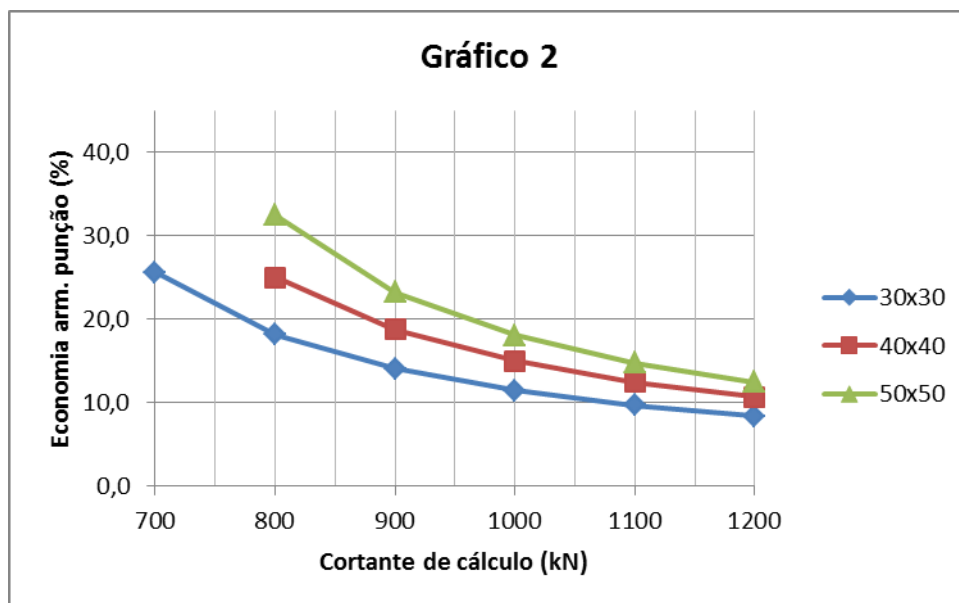
As Figuras 4.1 a 4.24 mostram que, para carregamentos maiores, os resultados das normas tendem a um valor em comum, diminuindo, assim, o grau de conservadorismo entre as quatro normas em estudo.

Figura 4.1 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 1



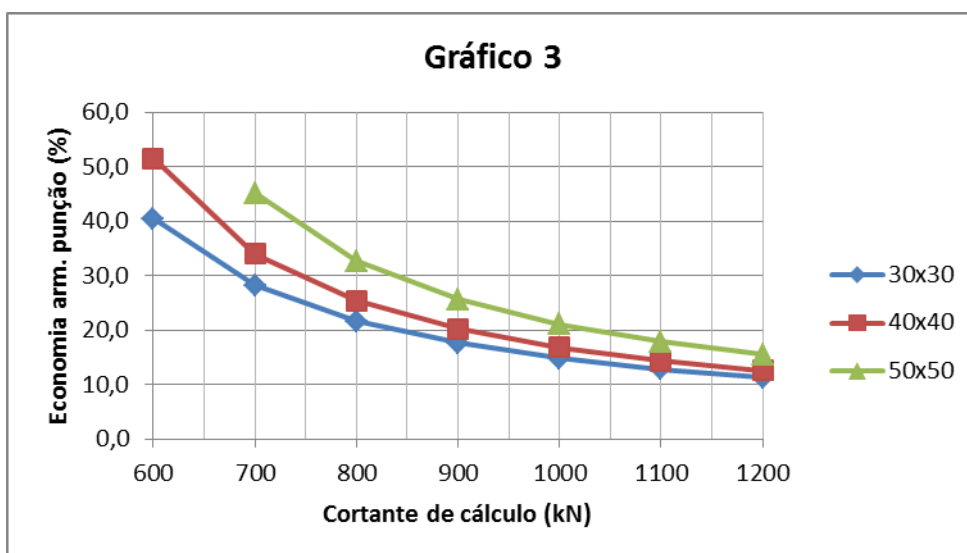
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.2 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 1



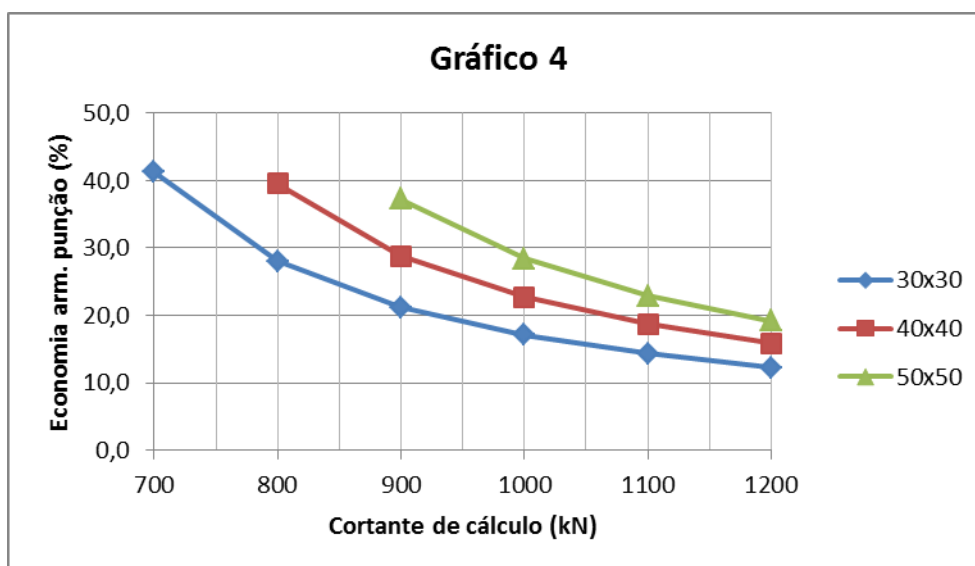
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.3 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 1



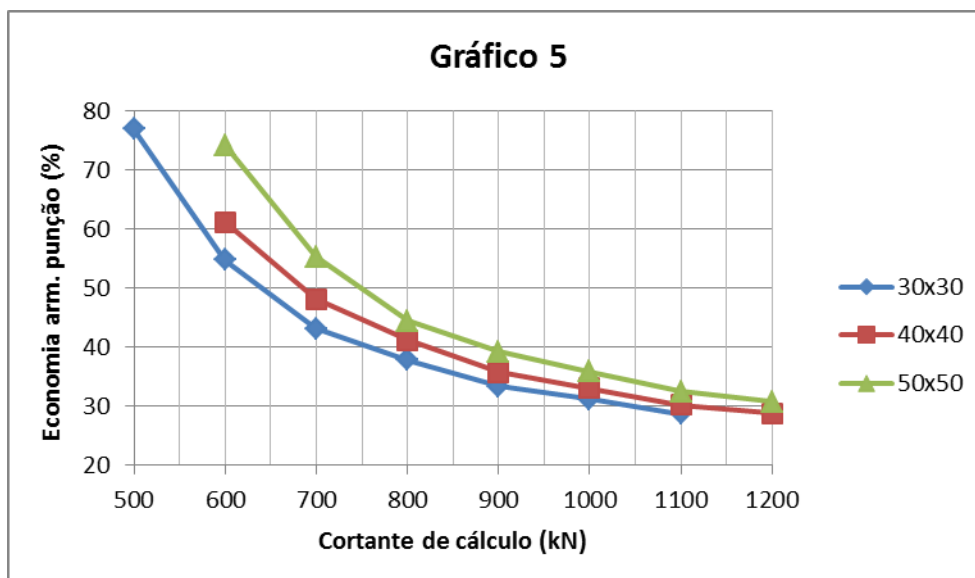
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.4 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 1



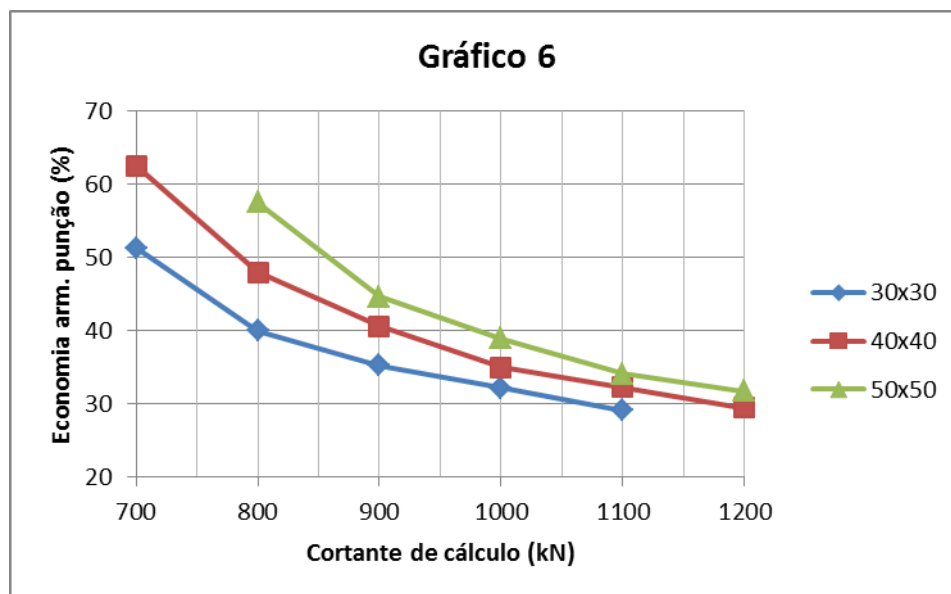
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.5 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 2



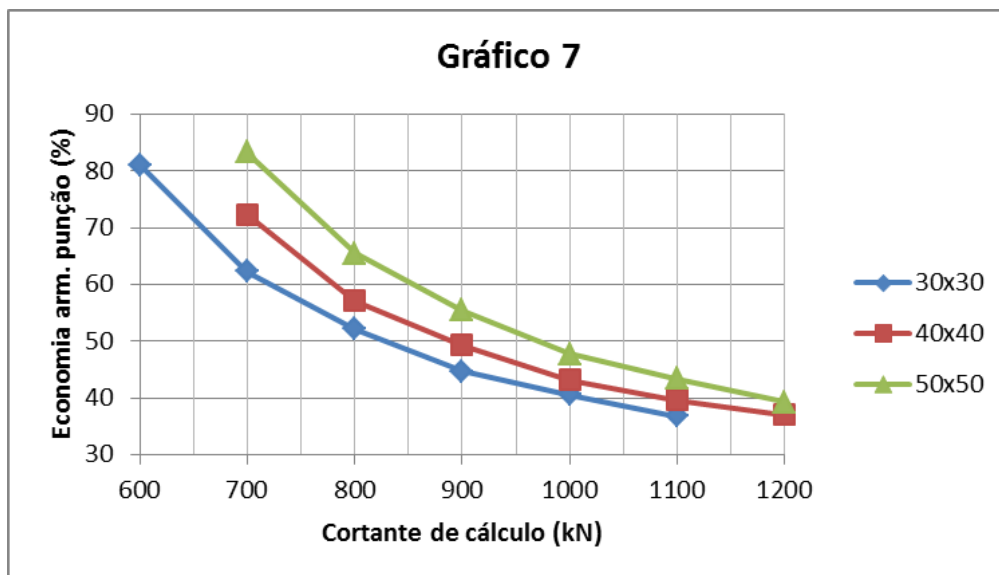
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.6 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 2



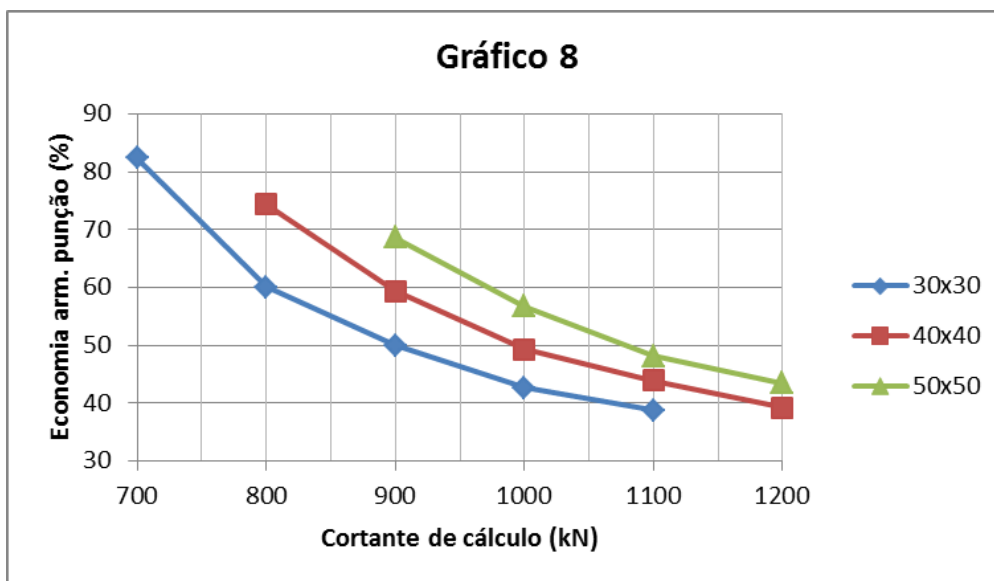
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.7 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 2



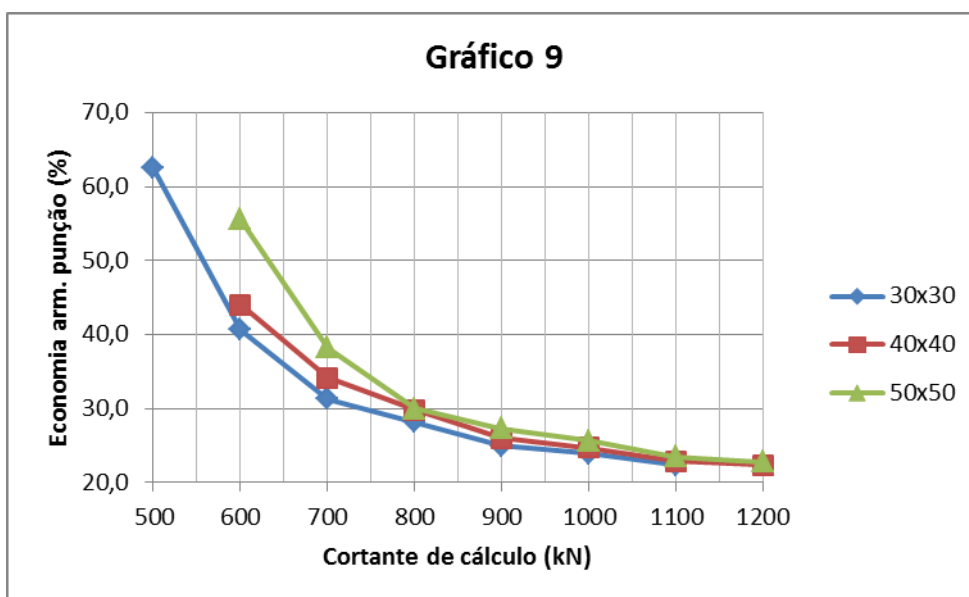
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.8 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 2



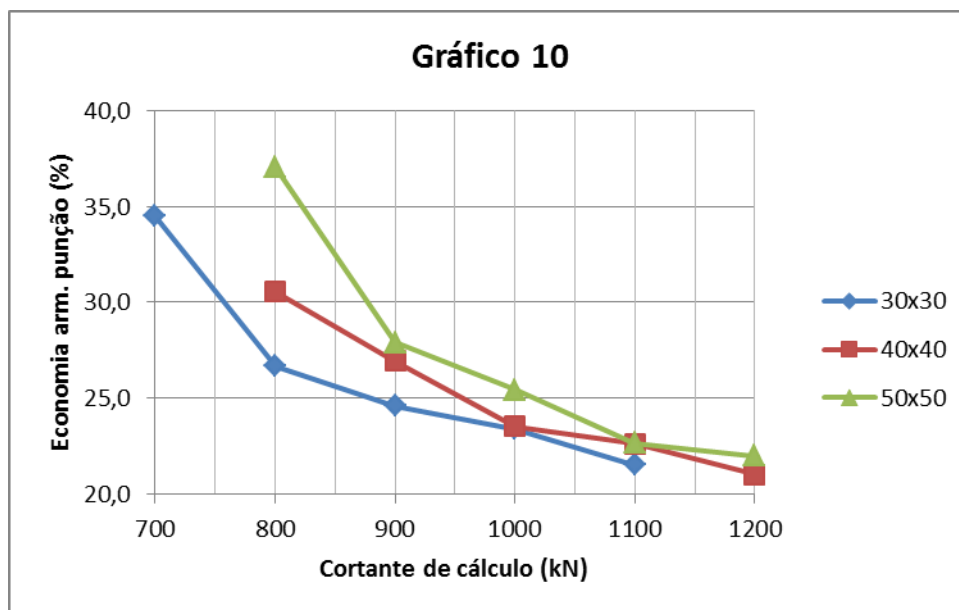
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.9 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 3



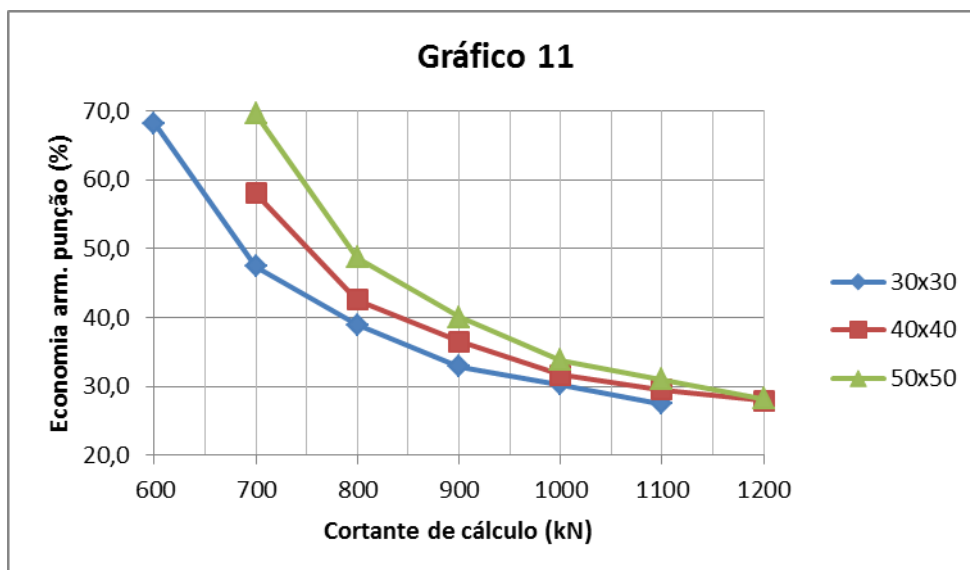
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.10 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 3



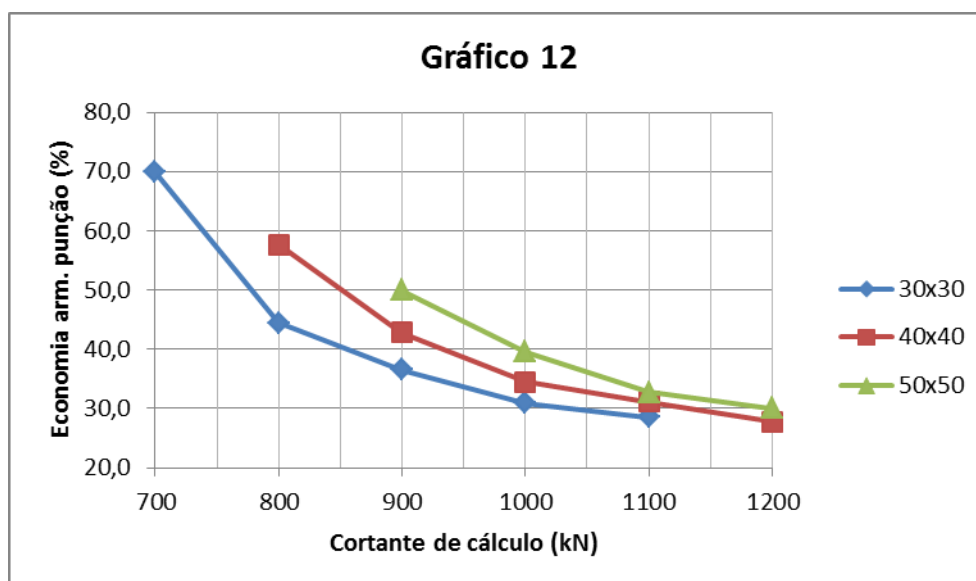
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.11 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 3



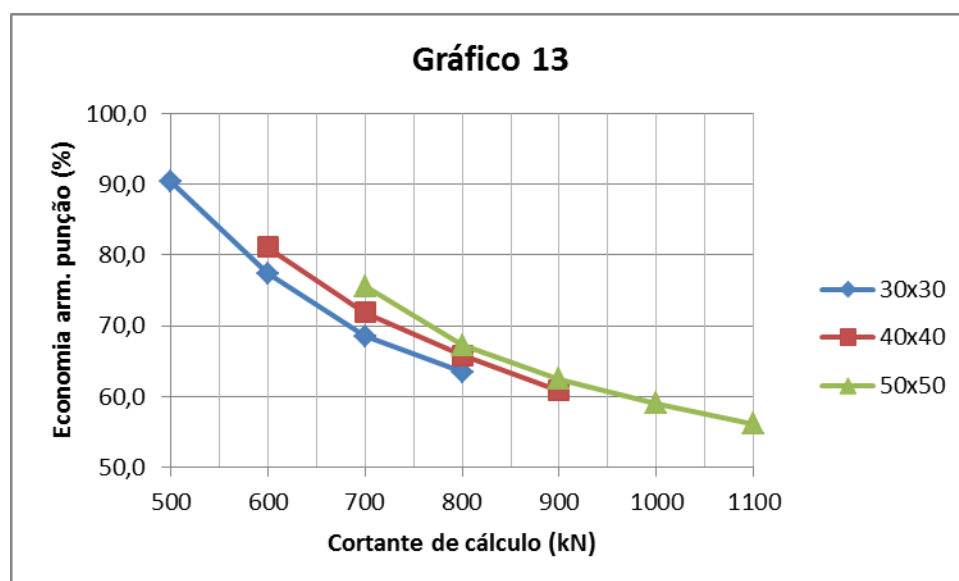
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.12 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 3



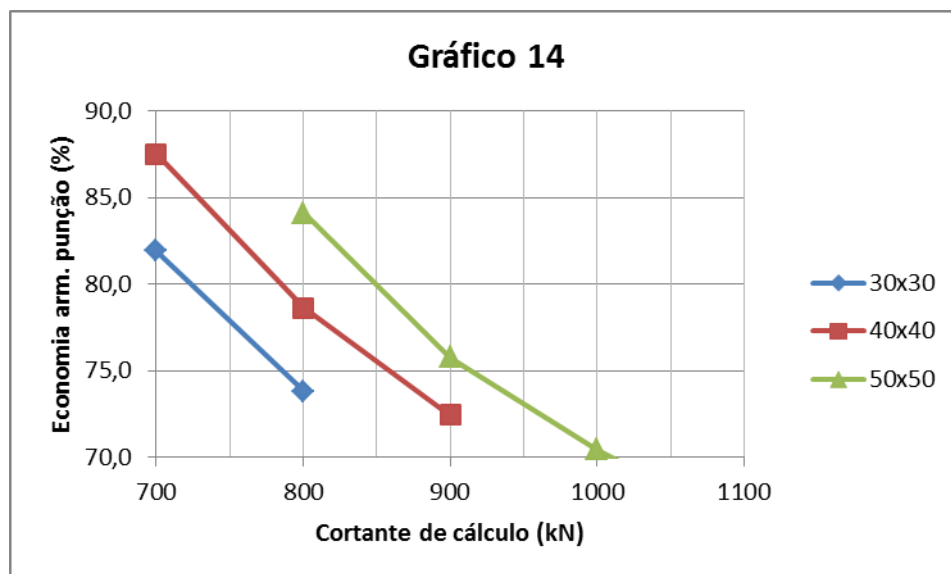
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.13 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 4



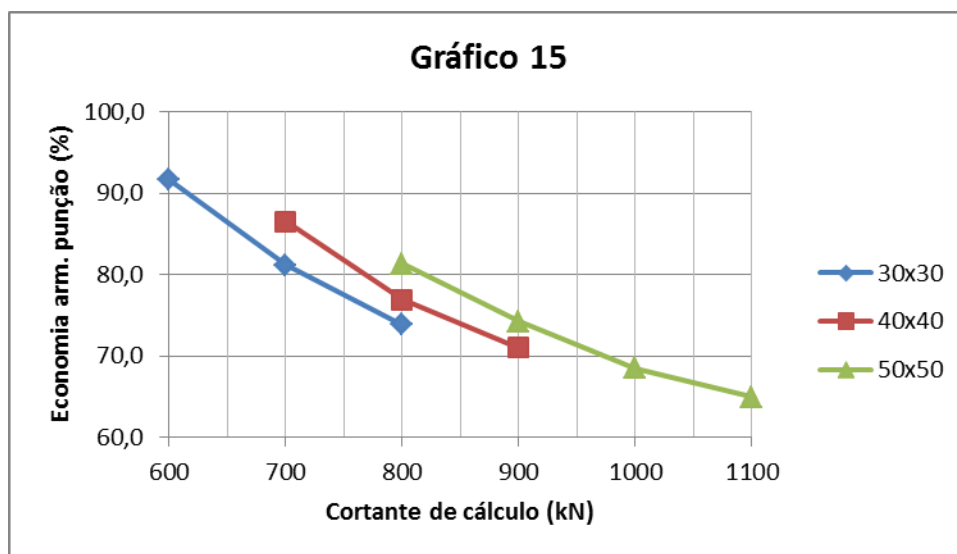
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.14 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 4



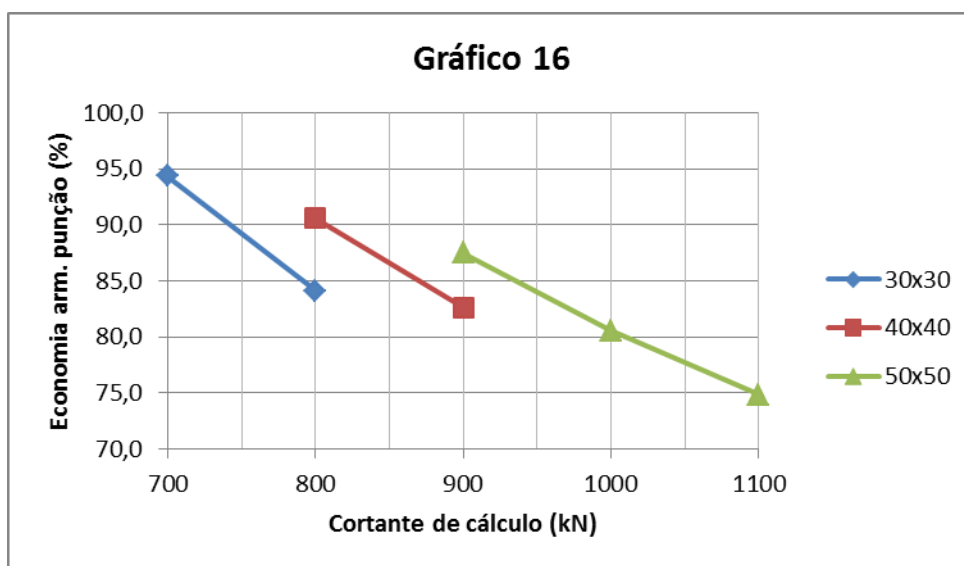
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.15 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 4



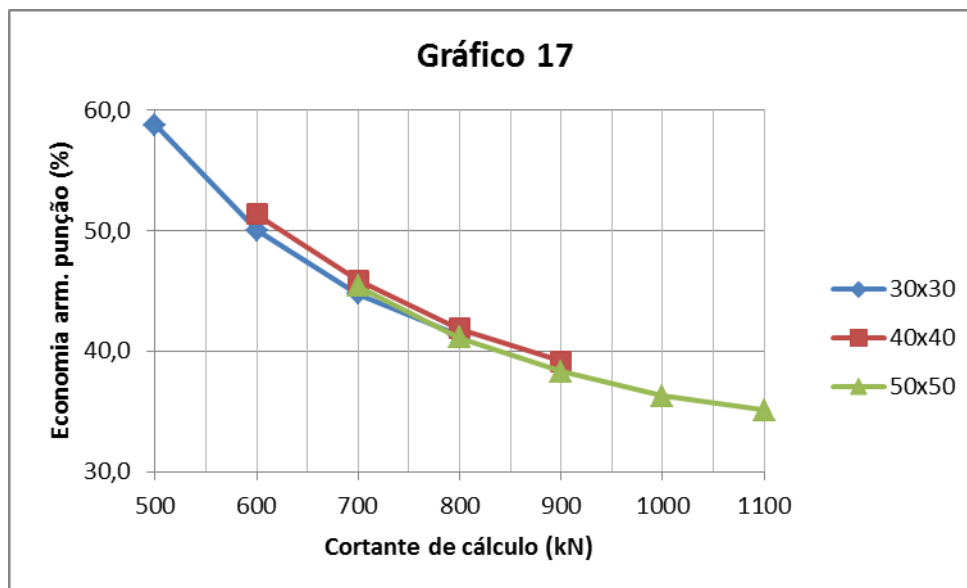
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.16 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 4



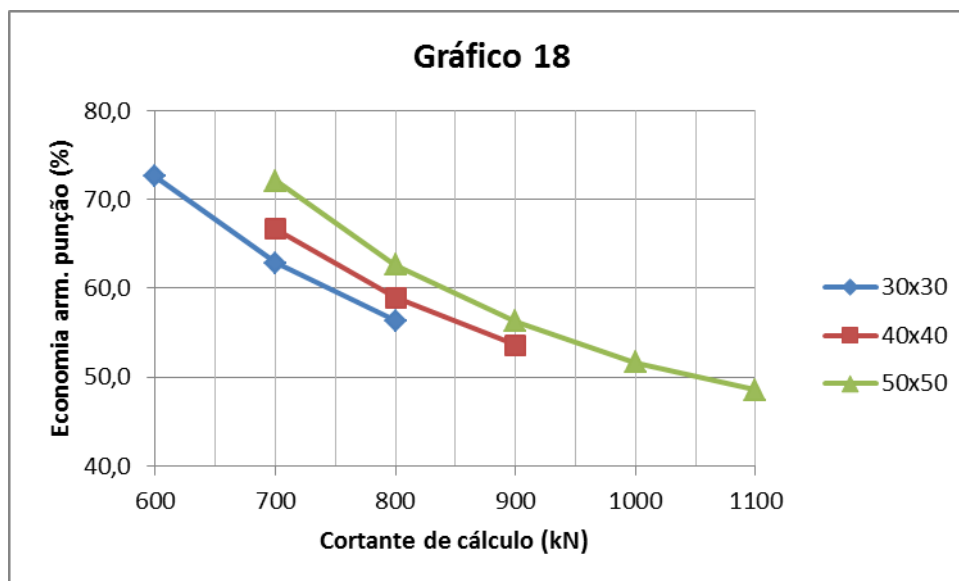
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.17 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 5



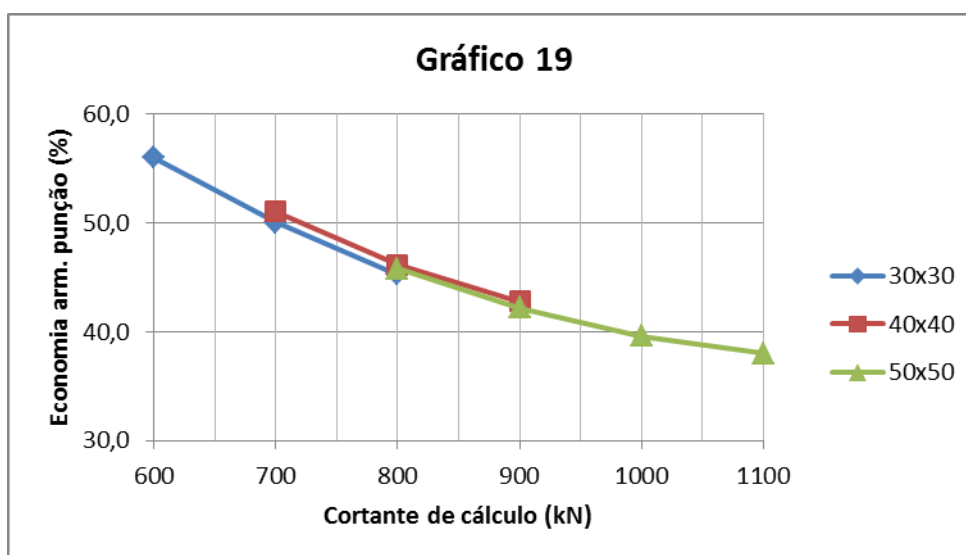
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.18 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 5



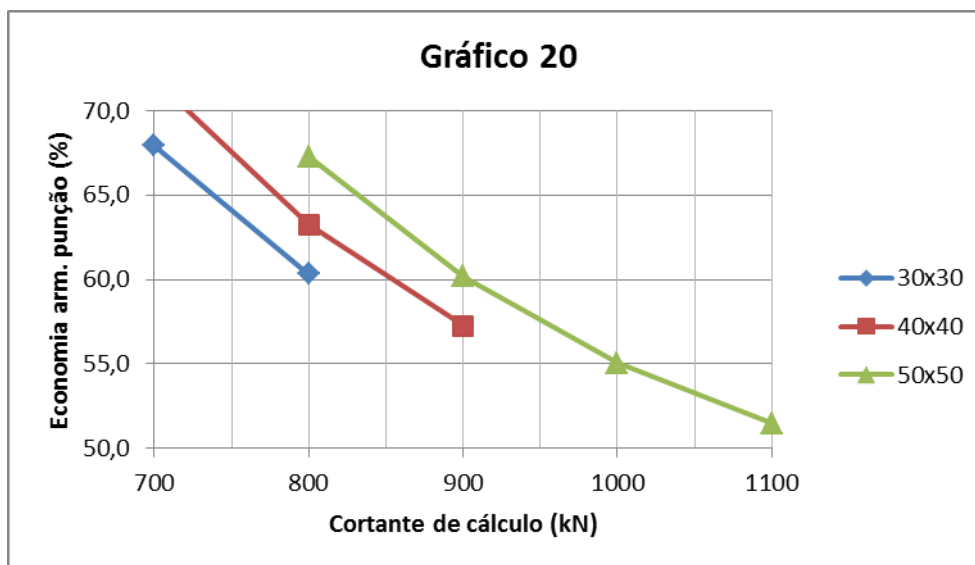
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.19 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 5



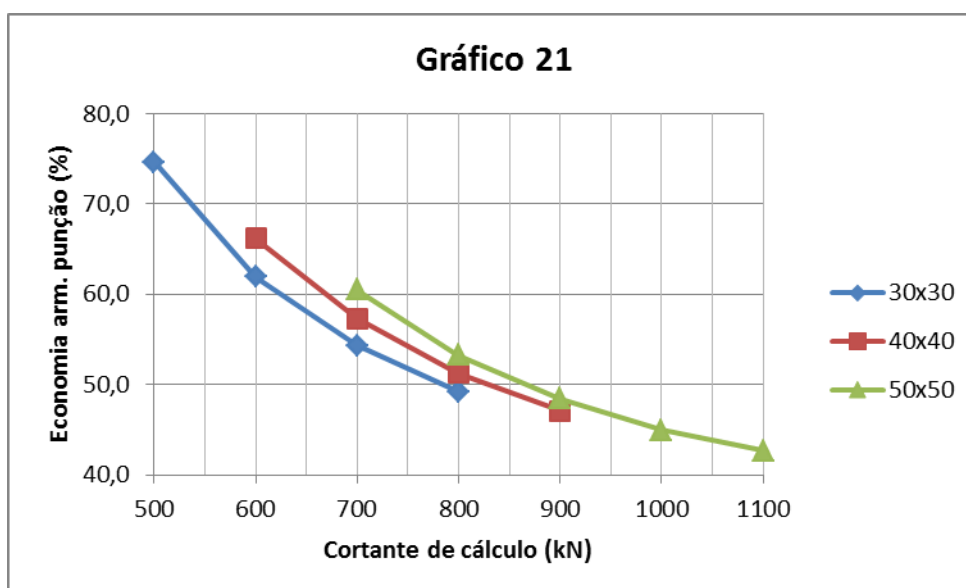
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.20 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 5



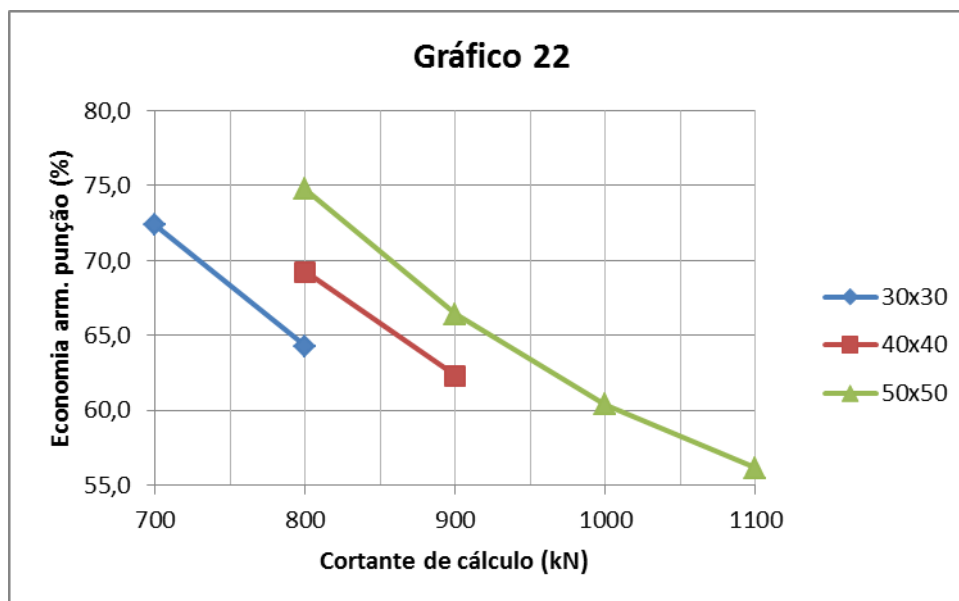
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.21 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 6



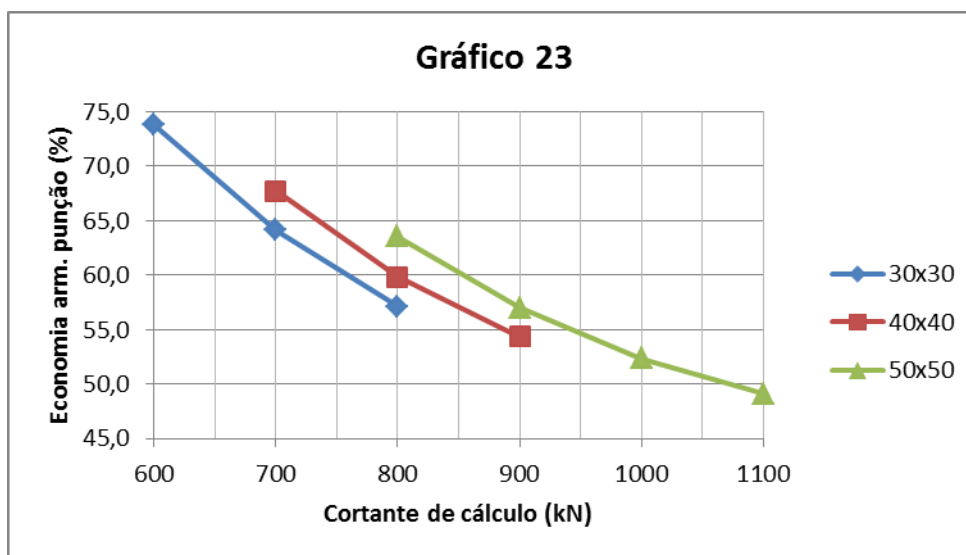
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.22 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=1,33\text{MPa}$ / Comparação 6



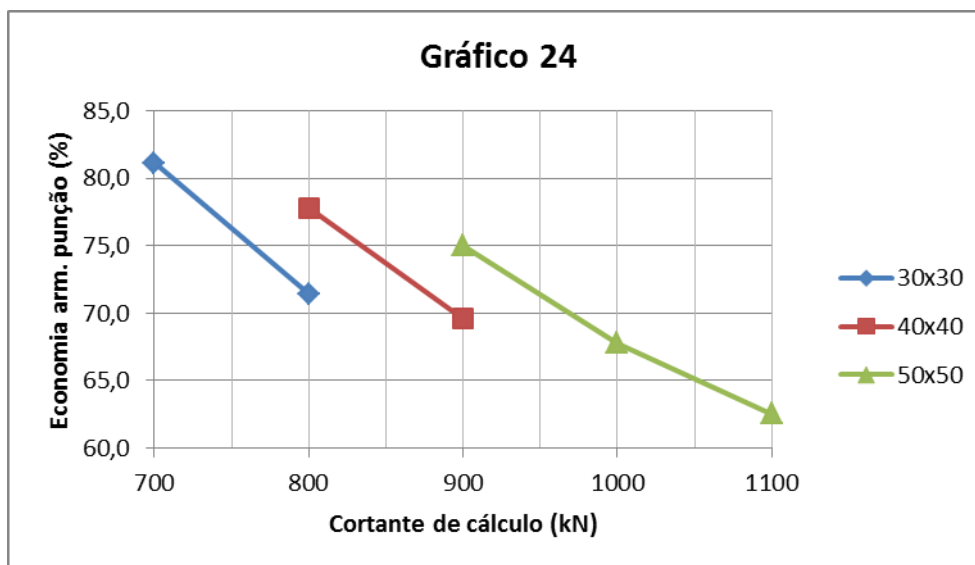
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.23 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 0,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 6



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.24 – Economia (%) de arm. de punção para $\rho = 1,5\%$ e $\sigma_{cp}=2,0\text{MPa}$ / Comparação 6



Fonte: Elaborada pelo autor

4.3 REDUÇÃO PERCENTUAL DE ARMADURA DE PUNÇÃO DEVIDO AO ACRÉSCIMO DE PROTENSÃO

A seguir, são mostradas as reduções percentuais das armaduras de punção calculadas a partir do acréscimo de protensão das lajes, considerando-se tanto a compressão no plano (de 1,33MPa para 2,0MPa) quanto o número de cordoalhas (3 cabos/metro para 3 cabos/metro).

As relações são feitas comparando-se as armaduras apresentadas nas Tabelas 3.1 a 3.8. Existem células sem valores, pois não estão sendo comparados resultados nulos ou aqueles que não passam pelos limites especificados através dos códigos de dimensionamento.

a) NBR 6118:2007

Tabela 4.13 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (NBR6118:2007)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	17,9	11,4	8,3	6,6	5,4	4,6	4,0	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	19,2	11,9	8,6	6,8	5,6	4,7	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	19,2	11,9	8,6	6,8	5,6	4,7	4,1	3,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	12,8	9,1	7,0	5,7	4,9	4,2
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	20,8	12,5	8,9	6,9	5,7	4,8	4,2	3,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	13,5	9,4	7,2	5,9	5,0	4,3
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	21,7	12,8	9,1	7,0	5,7	4,9	4,2	3,7
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	14,3	9,8	7,5	6,0	5,1	4,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	25,0	13,9	9,6	7,4	6,0	5,0	4,3	3,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	15,6	10,4	7,8	6,3	5,2	4,5
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	14,7	10,0	7,6	6,1	5,1	4,4	3,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	20,7	13,3	9,8	7,8	6,5	5,5
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	17,6	12,0	9,1	7,3	6,1	5,3	4,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	17,9	11,4	8,3	6,6	5,4	4,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	16,1	10,6	7,9	6,3	5,3	4,5	3,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	12,5	8,9	6,9	5,7	4,8
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	20,7	13,3	9,8	7,8	6,5	5,5	4,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	13,9	9,6	7,4	6,0	5,0

Fonte: Elaborada pelo autor

Vê-se que há mais redução da armadura de punção quanto menor forem os níveis de carregamento. À medida que se eleva a carga, as armaduras calculadas pouco variam com a alteração da tensão de protensão.

Observa-se que para carregamentos menores, a diferença de resultados está em torno de 10% a 20%. Já para cargas mais altas, a diferença é de 5%.

A influência do acréscimo de protensão tem mais impacto para seções maiores de pilares, proporcionando aumento de economia da armadura de punção nos dimensionamentos.

Quando maior a taxa de armadura de flexão, maior a redução de armadura de cisalhamento.

b) NBR 6118:2014

Tabela 4.14 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (NBR6118:2014)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	29,4	20,0	15,2	12,2	10,2	8,8	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	28,1	18,8	14,1	11,3	9,4	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	31,3	20,8	15,6	12,5	10,4	8,9	7,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	31,0	20,0	14,8	11,7	9,7	8,3
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	33,3	21,7	16,1	12,8	10,6	9,1	7,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	23,3	16,9	13,3	11,0	9,3
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	37,0	23,3	16,9	13,3	11,0	9,3	8,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	27,5	19,6	15,3	12,5	10,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	40,0	24,4	17,5	13,7	11,2	9,5	8,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	27,8	19,2	14,7	11,9	10,0
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	28,2	20,0	15,5	12,6	10,7	9,2
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	30,3	20,4	15,4	12,3	10,3
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	29,7	20,8	15,9	12,9	10,9	9,4
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	23,4	17,5	13,9	11,6
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	32,4	22,0	16,7	13,4	11,2	9,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	25,6	18,6	14,7	12,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	34,4	22,9	17,2	13,8	11,5	9,8
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	27,5	19,6	15,3	12,5

Fonte: Elaborada pelo autor

Analisando a alteração do dimensionamento a partir da variação da protensão, observa-se que a NBR 6118:2014 gera maior redução nas armaduras calculadas, quando se compara com a NBR 6118:2007.

A redução da armadura de punção é maior para cargas menores.

Diferentemente da NBR 6118:2007, o aumento de protensão gera uma diferença maior nos resultados para cargas menores, de 30 a 40%. Já nos carregamentos mais elevados, nota-se que a diferença é de aproximadamente 10%.

A influência do acréscimo de protensão tem mais impacto para seções maiores de pilares, proporcionando aumento na economia de armadura de punção.

Quando maior a taxa de armadura de flexão, maior a redução de armadura de cisalhamento.

c) ACI 318-11

Tabela 4.15 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (ACI 318-11)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	0,00	0,00	-	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	0,00	0,00	-	-	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-	-
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborada pelo autor

Para o ACI 318-11 não há diferença entre os resultados obtidos para tensão de compressão da laje igual a 1,33 MPa e 2,0 MPa.

Pelas formulações desse código, o limite adotado para a compressão do concreto é o fator preponderante para que isso ocorra.

d) Eurocode 2: 2004

Tabela 4.16 – Redução percentual da armadura devido ao acréscimo de protensão (EC2:2004)

			400 kN	500 kN	600 kN	700 kN	800 kN	900 kN	1000 kN	1100 kN	1200 kN
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	61,9	37,1	27,1	22,6	17,3	-	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	63,6	37,1	25,0	21,0	-	-
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	63,2	39,4	28,3	21,7	17,8	14,9	-
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	68,4	39,4	28,3	20,3	17,8	-
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	72,2	40,6	28,9	22,4	18,1	15,3	13,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	45,2	29,5	22,4	18,3	15,5
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	86,7	48,3	31,0	25,0	20,3	16,9	14,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	50,0	34,1	24,1	20,6	16,0
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	51,9	32,5	25,9	19,4	17,3	14,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	56,0	36,8	26,9	21,5	17,7
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	57,7	35,9	26,9	21,2	17,7	15,1
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	59,1	38,9	26,5	22,2	17,1
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	60,9	40,5	30,0	22,2	19,5	15,6
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	44,1	31,9	25,0	20,3
	C 35	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	66,7	42,9	31,3	23,0	20,0	15,9
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	48,4	34,1	25,9	21,1
	C 40	$\rho = 0,5\%$	-	-	-	73,7	45,5	32,6	25,0	20,5	16,3
		$\rho = 1,5\%$	-	-	-	-	-	53,6	34,1	27,3	20,6

Fonte: Elaborada pelo autor

O Eurocode é a norma que tem maior influência devido ao acréscimo de protensão.

As armaduras calculadas para carregamentos maiores sofrem menos influência do acréscimo de protensão, proporcionando reduções de 15% a 20%.

Seções maiores de pilares proporcionam mais economia de armadura de punção nos dimensionamentos quando a protensão é elevada.

Quando maior a taxa de armadura de flexão, maior a redução de armadura de cisalhamento, principalmente para menores valores de força cortante.

4.4 CORTANTE MÁXIMO SEM ARMADURA DE PUNÇÃO

A Tabela 4.17 mostra o valor do cortante máximo resistente de cálculo para cada caso analisado.

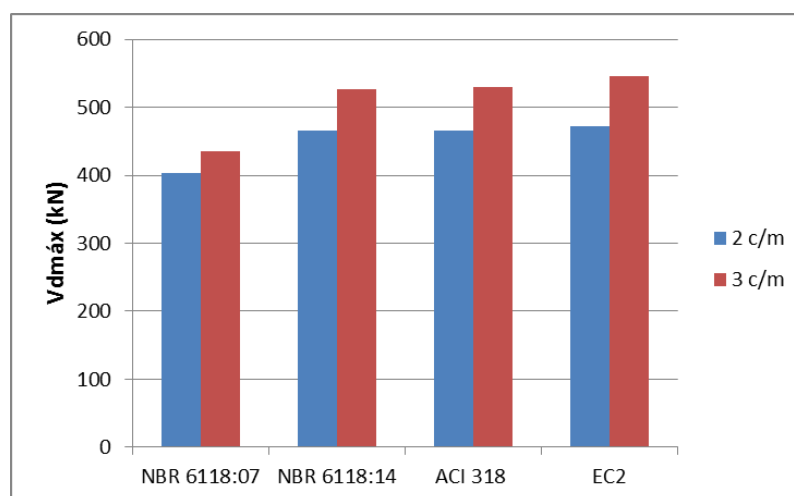
Tabela 4.17 – Valores de cortante de cálculo máximo (kN)

			NBR 6118:2007		NBR 6118:2014		ACI 318-11		EC2:2004		CASO
			2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	2 cabos/m	3 cabos/m	
PILAR 30X30	C 30	$\rho = 0,5\%$	403,0	435,0	465,0	527,0	465,0	529,0	472,0	545,0	1
		$\rho = 1,5\%$	544,0	576,0	606,0	668,0			602,0	675,0	2
	C 35	$\rho = 0,5\%$	420,0	451,0	482,0	544,0	484,0	548,0	487,0	560,0	3
		$\rho = 1,5\%$	569,0	600,0	631,0	693,0			624,0	697,0	4
	C 40	$\rho = 0,5\%$	435,0	467,0	497,0	559,0	484,0	548,0	502,0	574,0	5
		$\rho = 1,5\%$	591,0	623,0	653,0	715,0			645,0	717,0	6
PILAR 40X40	C 30	$\rho = 0,5\%$	445,0	476,0	514,0	580,0	554,0	627,0	518,0	595,0	7
		$\rho = 1,5\%$	604,0	635,0	674,0	740,0			665,0	742,0	8
	C 35	$\rho = 0,5\%$	464,0	495,0	534,0	600,0	578,0	651,0	536,0	612,0	9
		$\rho = 1,5\%$	632,0	663,0	701,5	768,0			691,0	767,0	10
	C 40	$\rho = 0,5\%$	481,0	512,0	551,0	617,0	578,0	651,0	551,0	628,0	11
		$\rho = 1,5\%$	657,0	688,0	726,0	792,0			714,0	791,0	12
PILAR 50X50	C 30	$\rho = 0,5\%$	486,0	517,0	564,0	634,0	644,0	726,0	564,0	645,0	13
		$\rho = 1,5\%$	664,0	695,0	742,0	812,0			728,0	809,0	14
	C 35	$\rho = 0,5\%$	507,0	538,0	585,0	655,0	671,0	753,0	584,0	664,0	15
		$\rho = 1,5\%$	695,0	726,0	772,0	842,0			757,0	837,0	16
	C 40	$\rho = 0,5\%$	526,0	558,0	605,0	674,0	671,0	753,0	601,0	682,0	17
		$\rho = 1,5\%$	722,0	754,0	801,0	870,0			782,0	863,0	18

Fonte: Elaborada pelo autor

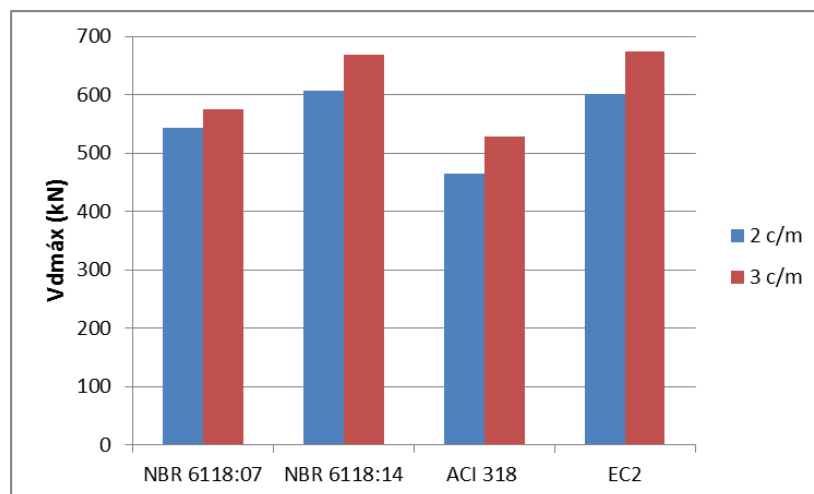
Abaixo, seguem gráficos relativos aos valores máximos de cortante de cálculo das quatro normas estudadas. Vale reparar que os casos de comparação foram numerados na última coluna da Tabela 4.17.

Figura 4.25 – Cargas máximas para caso 1



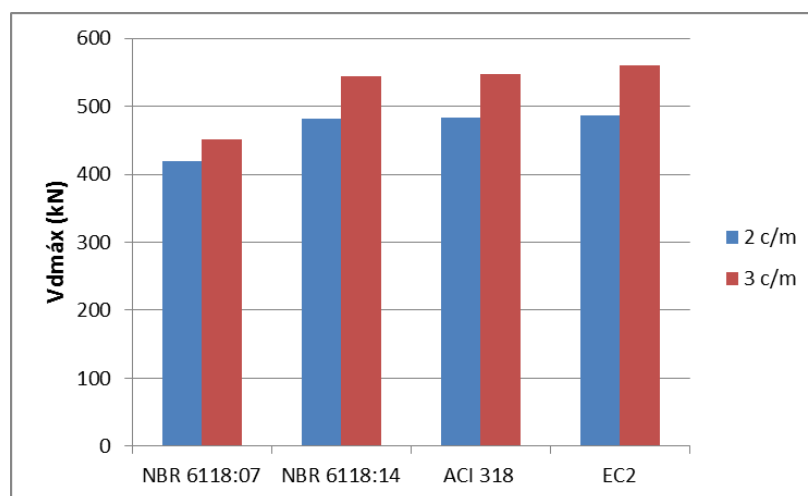
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.26 – Cargas máximas para caso 2



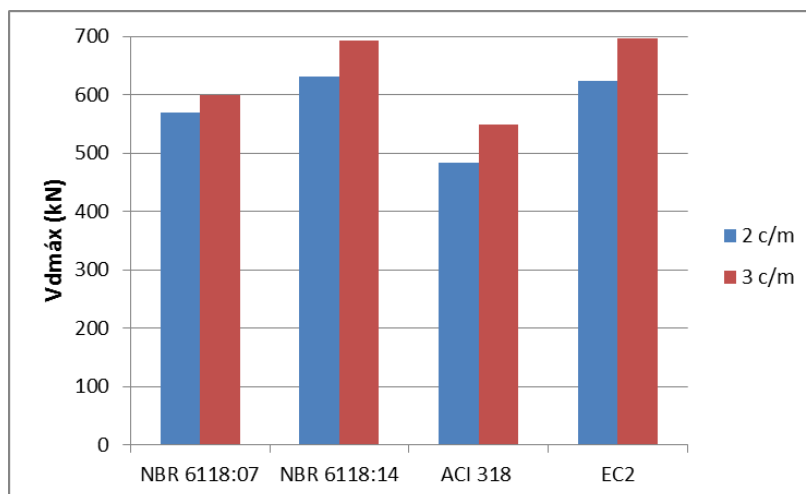
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.27 – Cargas máximas para caso 3



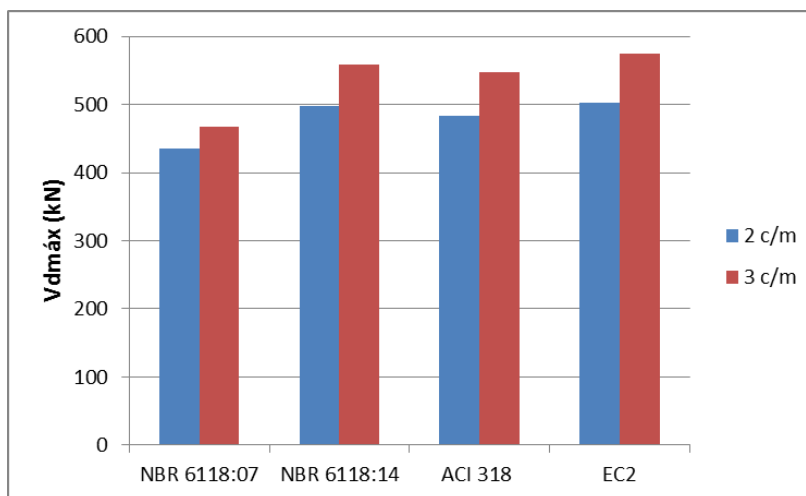
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.28 – Cargas máximas para caso 4



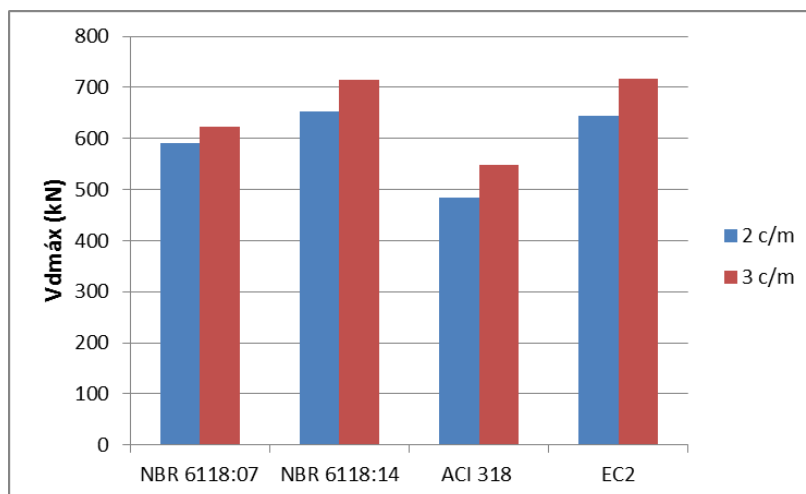
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.29 – Cargas máximas para caso 5



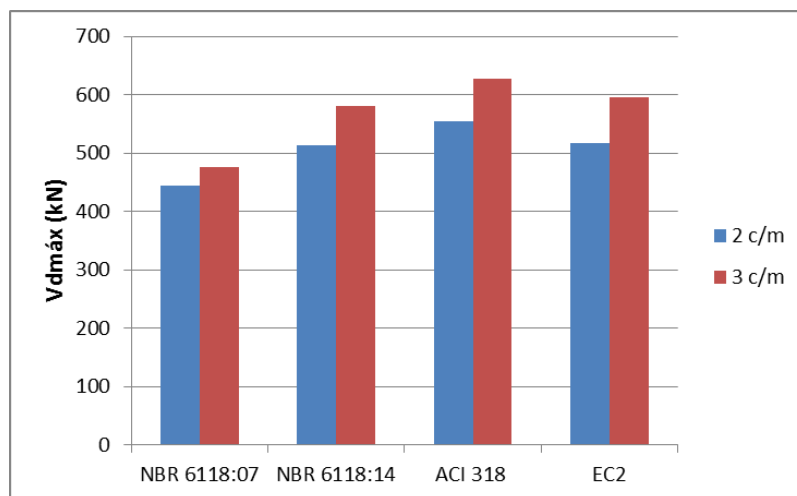
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.30 – Cargas máximas para caso 6



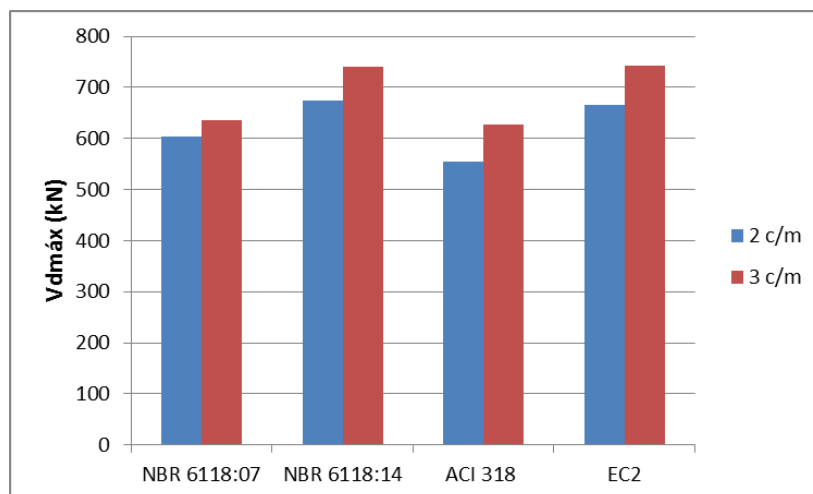
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.31 – Cargas máximas para caso 7



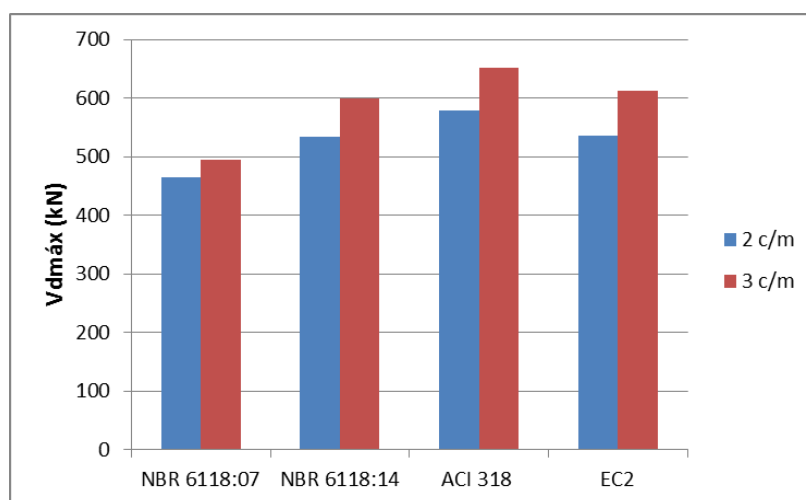
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.32 – Cargas máximas para caso 8



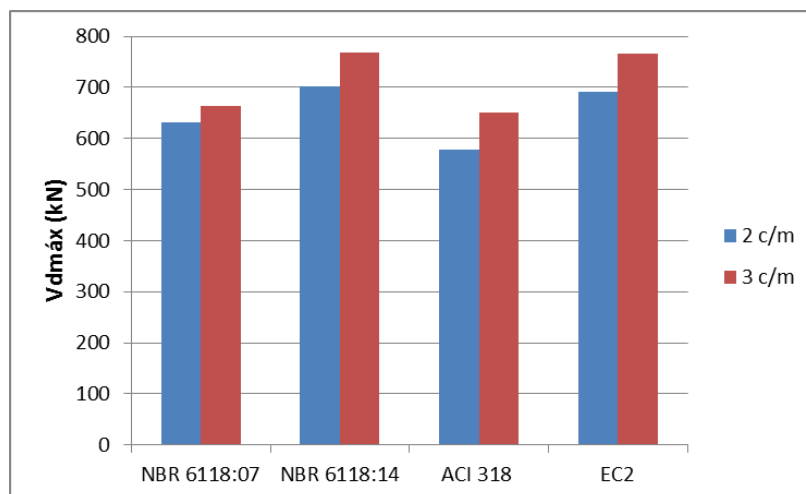
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.33 – Cargas máximas para caso 9



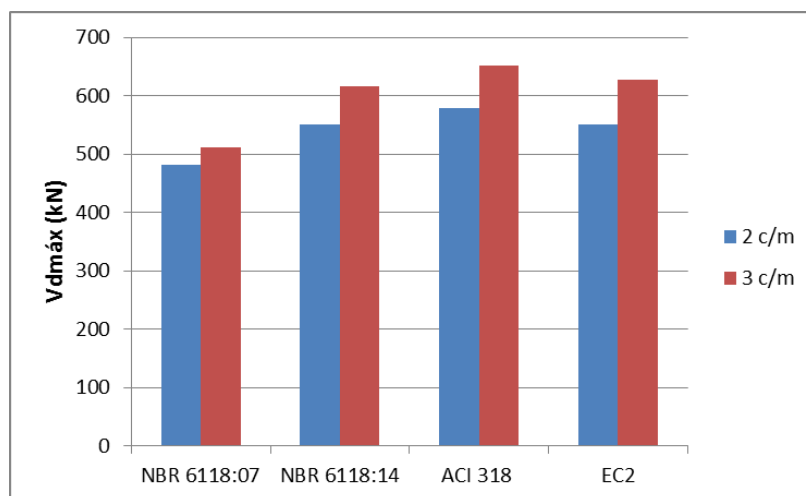
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.34 – Cargas máximas para caso 10



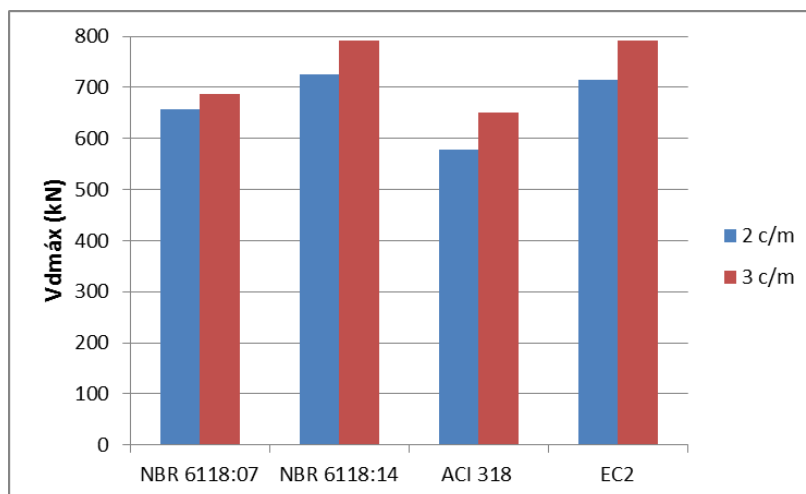
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.35 – Cargas máximas para caso 11



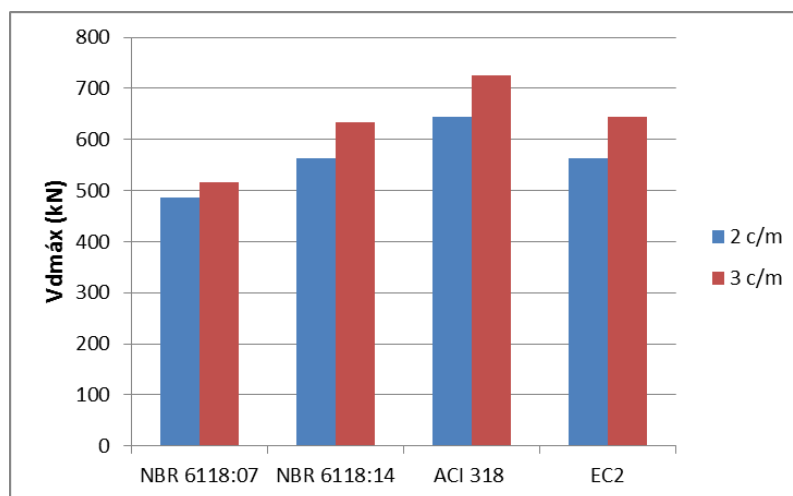
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.36 – Cargas máximas para caso 12



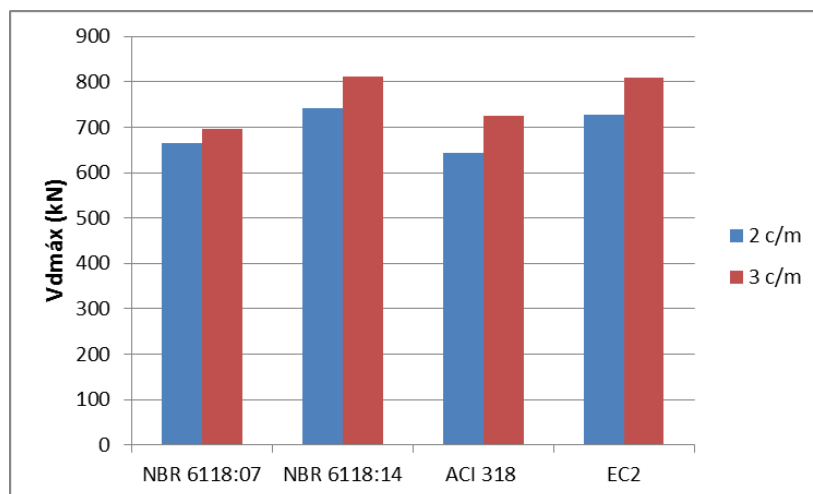
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.37 – Cargas máximas para caso 13



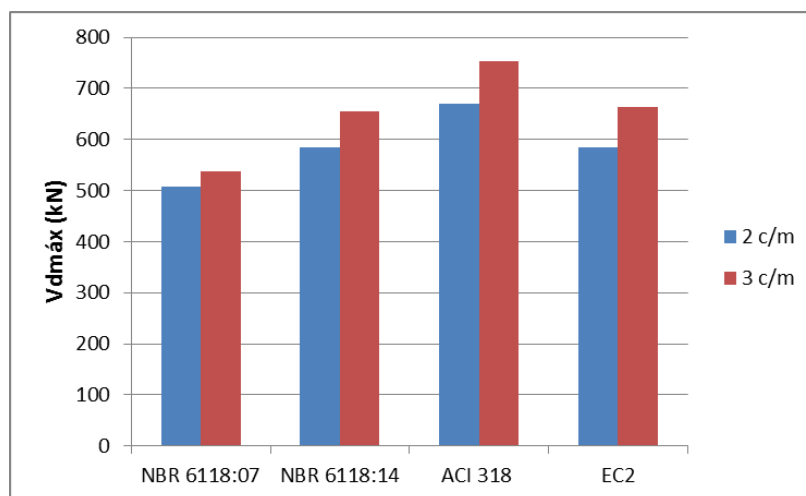
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.38 – Cargas máximas para caso 14



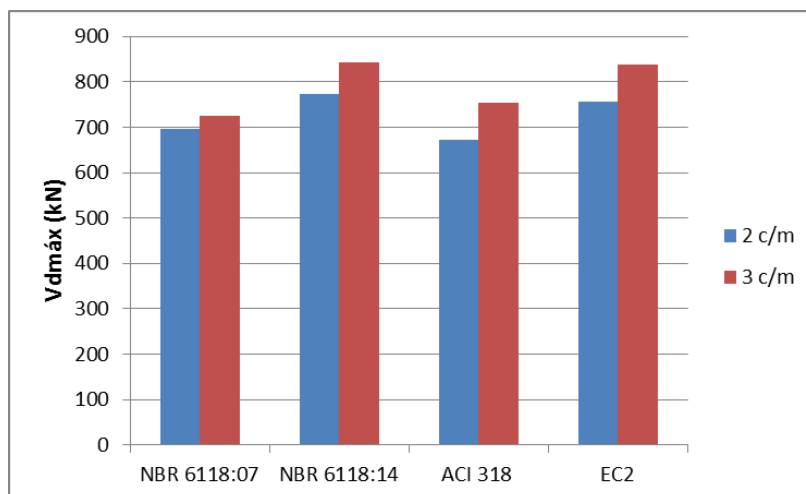
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.39 – Cargas máximas para caso 15



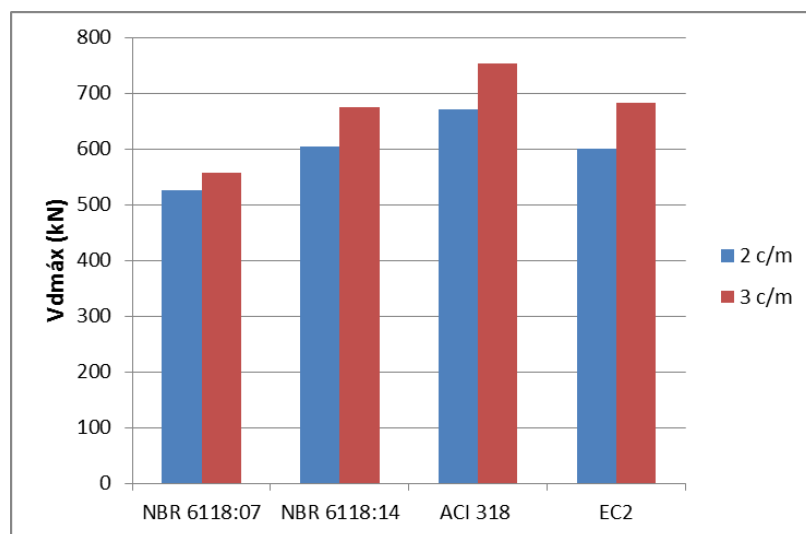
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.40 – Cargas máximas para caso 16



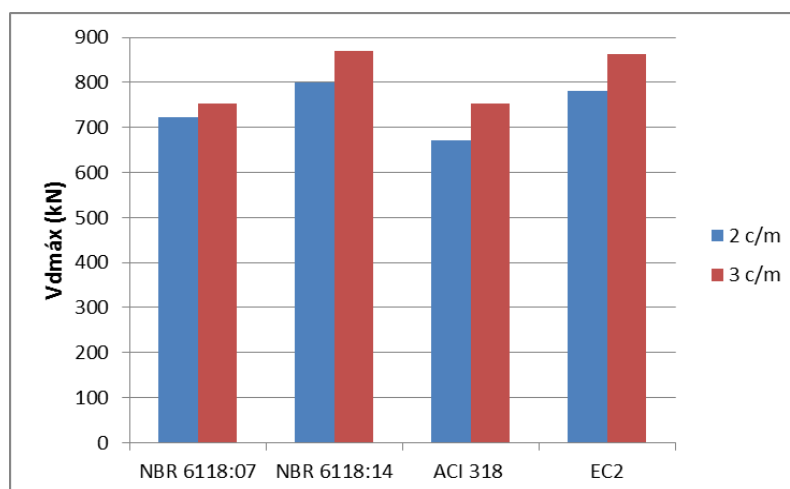
Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.41 – Cargas máximas para caso 17



Fonte: Elaborada pelo autor

Figura 4.42 – Cargas máximas para caso 18



Fonte: Elaborada pelo autor

Observando os valores de força cortante máxima sem armadura de cisalhamento, pode-se notar que o ACI 318-11 não leva em consideração a variação da taxa de armadura de flexão (ρ), sendo assim, nos 18 casos analisados, seus resultados variam apenas com a resistência à compressão do concreto e com a seção dos pilares. Para ρ igual a 1,5%, os resultados da norma americana e da NBR 6118:2007 são sempre próximos e também mais conservadores.

De modo geral, para os casos ímpares (taxas baixas de armadura de flexão), a NBR 6118:2007 apresenta resultados mais conservadores e o ACI leva a resultados mais arrojados que as demais normas, principalmente para seções maiores de pilares. Para baixas taxas de armadura, apenas nos casos 1, 3 e 5 o EC2:2004 apresentou valores mais altos de cortante que o ACI 318-11.

O Eurocode 2:2004 e a NBR 6118:2014 apresentam valores também muito parecidos em todos os casos comparados e alcançam sempre os maiores valores de cortante máximo quando ρ é igual a 1,5%.

O aumento da protensão teve menor influência para a NBR 6118:2007, gerando um aumento na força cortante máxima resistente de aproximadamente 5%, por outro lado os outros três códigos tiveram um acréscimo de 10% a 15% na resistência da laje à punção.

5 PROVAS DE CARGA NÃO DESTRUTIVAS

Foram executados ensaios de provas de carga à punção em três diferentes lajes com o objetivo de analisar o desempenho em serviço das mesmas. Aplicou-se sobre elas uma sobrecarga que gerasse reação máxima nominal aos pilares, ou seja, sem os coeficientes de majoração de dimensionamento, seguindo os procedimentos descritos pela NBR 9607:2013 - Ensaios de prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido.

Nos anexos deste trabalho são apresentados os relatórios de resultados dos ensaios, sendo que foram omitidos os nomes das empresas e das obras em questão para preservar todos os envolvidos no processo.

5.1 SITUAÇÃO 1

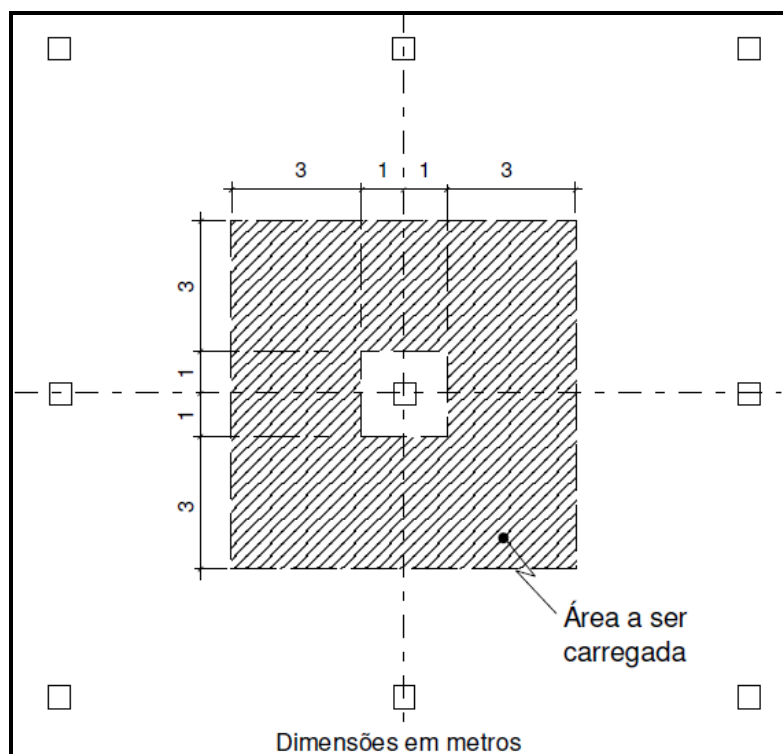
Seguem abaixo os dados da laje em questão:

- Projeto de Shopping Center
- Sobrecarga: 10 kN/m²
- Modulação entre pilares: 8x8 m
- Dimensão dos pilares: 50x50 cm
- Espessura da laje: 18 cm
- Cordoalhas engraxadas: CP190-RB \varnothing 12.7 mm
- Resistência à compressão do concreto: 30 MPa

No Anexo A, encontra-se o relatório final da prova de carga executada no local.

A Figura 5.1 mostra o esquema da prova de carga de aceitação executada:

Figura 5.1 – Diretrizes para a prova de carga 1



Fonte: Arquivo do autor

A carga transmitida para o pilar nessa situação é de 640 kN que, somada ao peso próprio da estrutura, totaliza 930 kN.

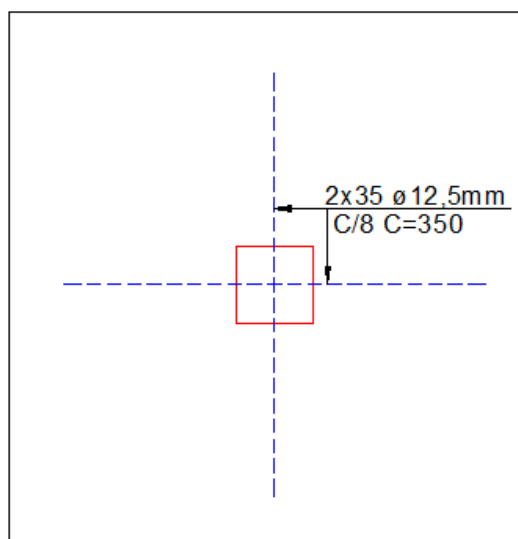
Figura 5.2 – Ensaio realizado na situação 1



Fonte: Arquivo do autor

Abaixo, segue ferragem de flexão negativa da laje em questão, para pilares internos.

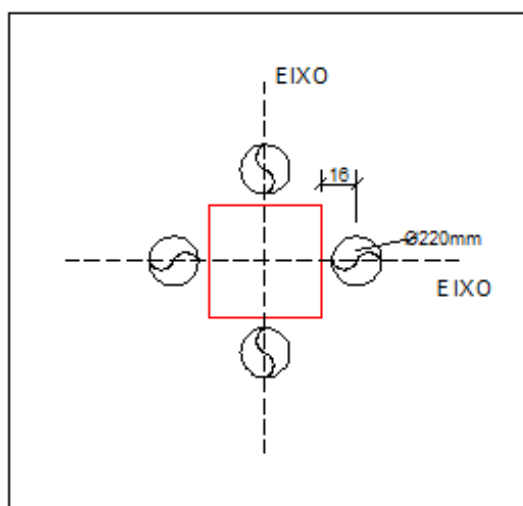
Figura 5.3 – Armação negativa para situação 1



Fonte: Arquivo do autor

Em torno dos pilares, existem furos conforme figura abaixo:

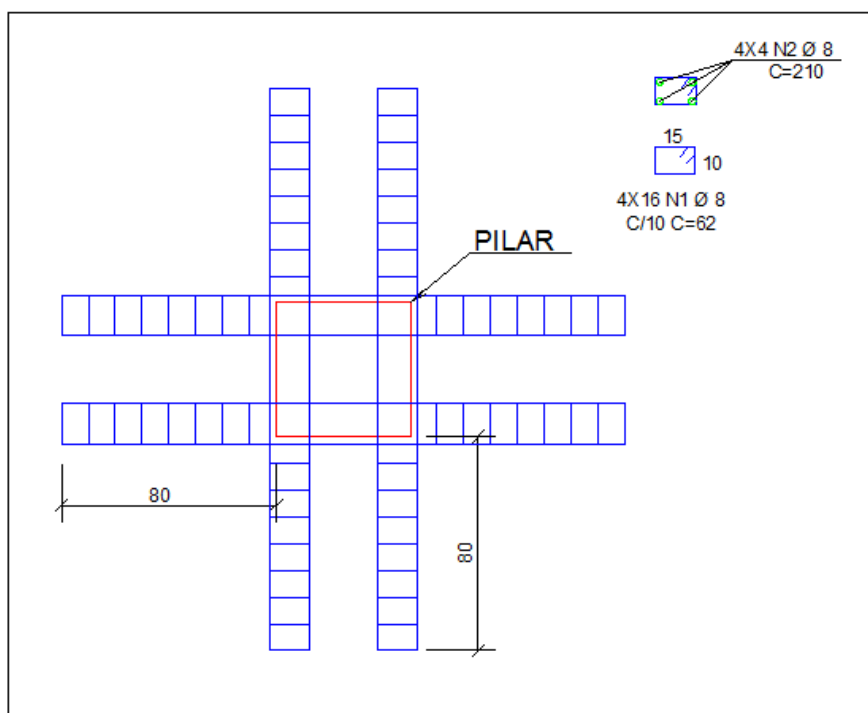
Figura 5.4 – Furos em torno do pilar para situação 1



Fonte: Arquivo do autor

Segue abaixo a armadura de punção da laje em questão:

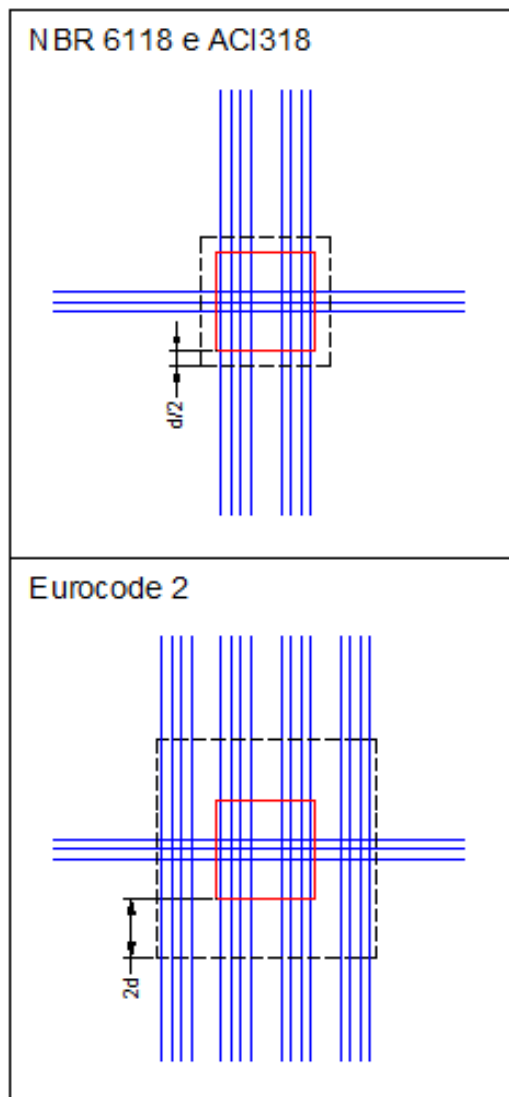
Figura 5.5 – Armadura de punção para situação 1



Fonte: Arquivo do autor

A partir do projeto executivo de distribuição das cordoalhas, segue abaixo a quantidade de cabos a serem considerados no cálculo da punção, conforme os perímetros determinados pelas normas de dimensionamento.

Figura 5.6 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 1



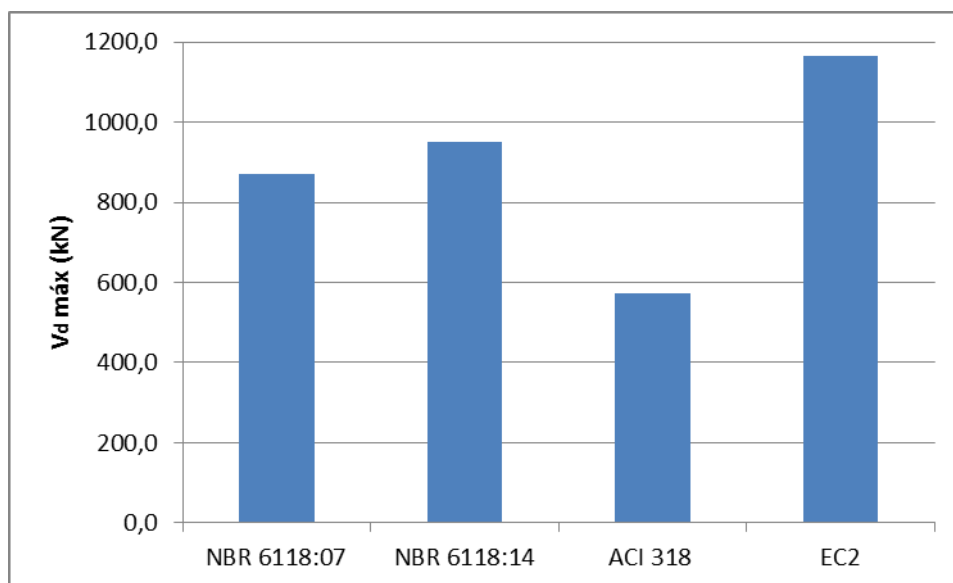
Fonte: Arquivo do autor

5.1.1 Cortantes máximos de cálculo

As planilhas com os cálculos de acordo com as normas NBR 6118:2007, NBR 6118:2014, ACI 318-11 e EC2:2004 são apresentadas no anexo D.

Os resultados obtidos de cortante máximo de cálculo para a laje são observados na figura 5.7, lembrando que os dimensionamentos foram feitos seguindo-se o projeto estrutural original. Dessa maneira, percebe-se que através do EC2 a laje suportaria um carregamento mais elevado, e através do ACI 318 o valor é mais conservador.

Figura 5.7 – Cortantes máximos de cálculo para situação 1



Fonte: Elaborada pelo autor

5.2 SITUAÇÃO 2

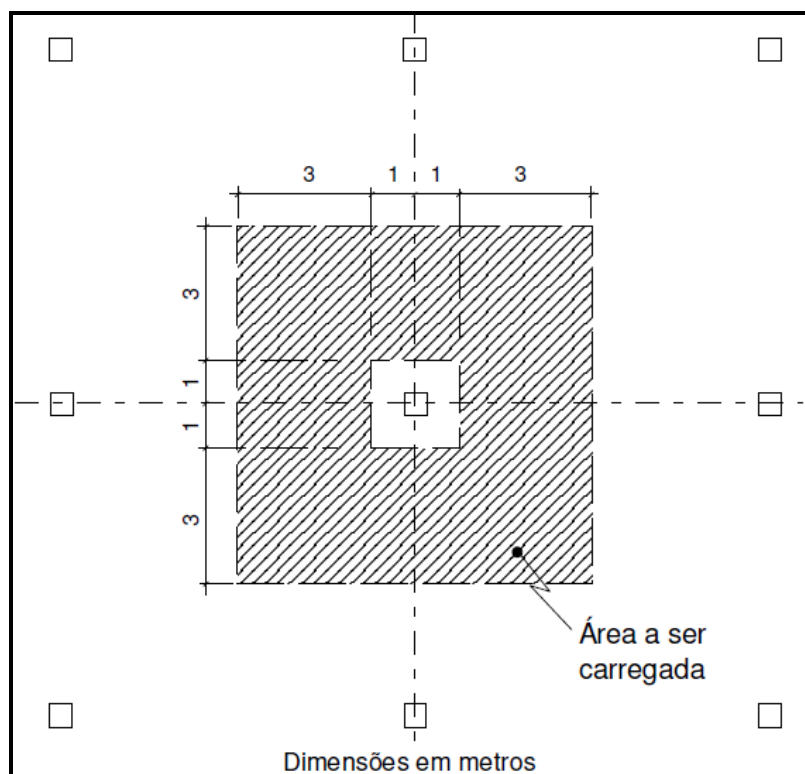
Seguem abaixo os dados da laje em questão:

- Projeto de Shopping Center
- Sobrecarga: 10 kN/m²
- Modulação entre pilares: 8x8 m
- Dimensão dos pilares: 50x50 cm
- Espessura da laje: 18 cm
- Cordoalhas engraxadas: CP190-RB \varnothing 12.7 mm
- Resistência à compressão do concreto: 30 MPa

No Anexo B, encontra-se o relatório final da prova de carga executada no local.

A figura 5.8 mostra o esquema da prova de carga de aceitação executada:

Figura 5.8 – Diretrizes para a prova de carga 2



Fonte: Arquivo do autor

A carga transmitida para o pilar nessa situação é de 640 kN que, somada ao peso próprio da estrutura, totaliza 930 kN.

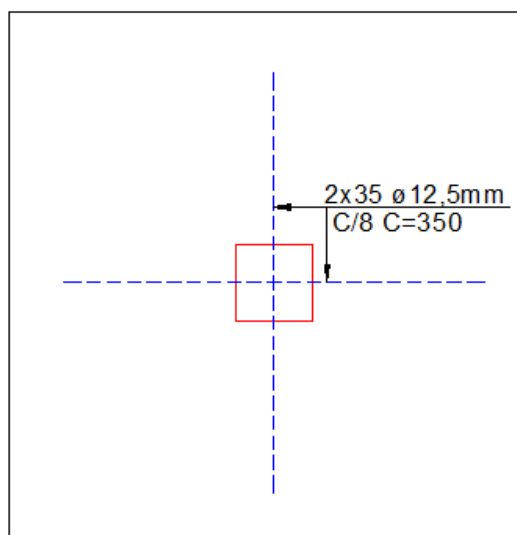
Figura 5.9 – Ensaio realizado na situação 2



Fonte: Arquivo do autor

Abaixo, segue ferragem de flexão negativa da laje em questão, para pilares internos.

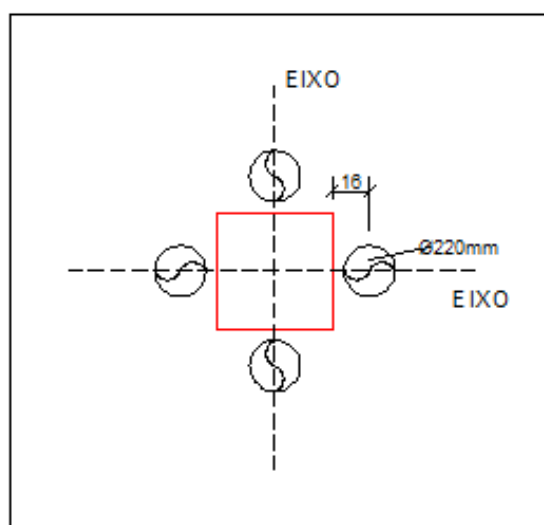
Figura 5.10 – Armação negativa para situação 2



Fonte: Arquivo do autor

Em torno dos pilares, existem furos conforme figura abaixo:

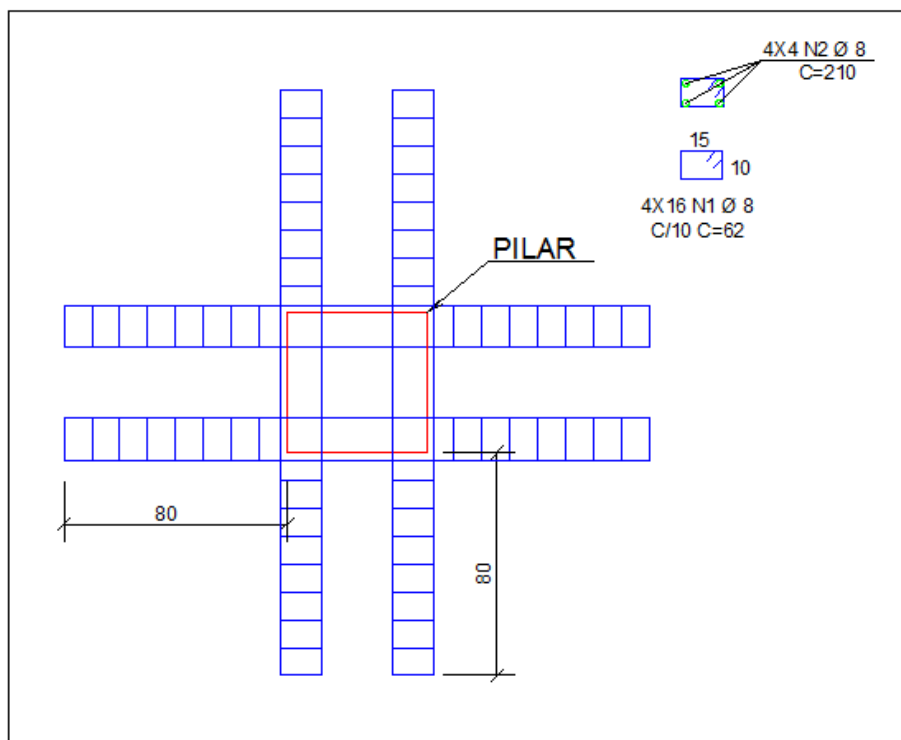
Figura 5.11 – Furos em torno do pilar para situação 2



Fonte: Arquivo do autor

Segue abaixo a armadura de punção da laje em questão:

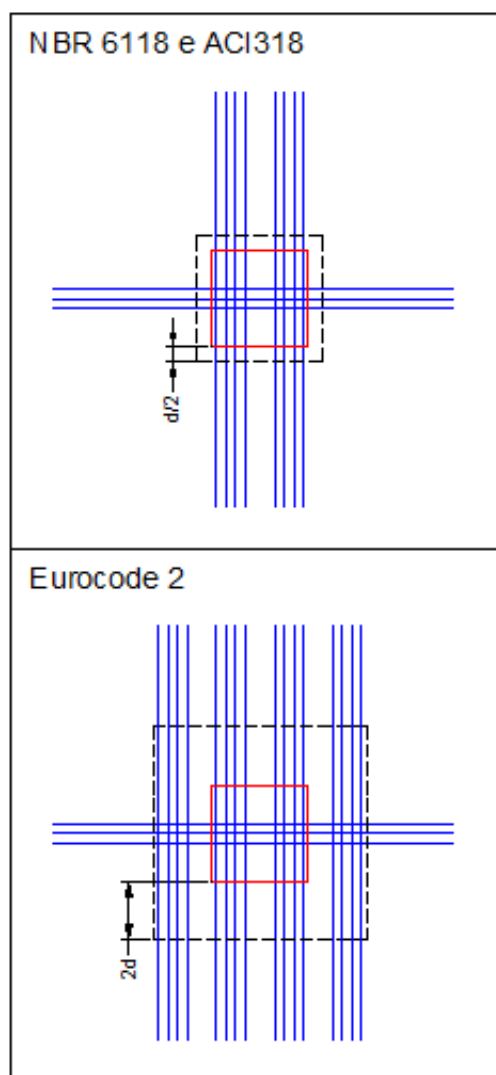
Figura 5.12 – Armadura de punção para situação 2



Fonte: Arquivo do autor

A partir do projeto executivo de distribuição das cordoalhas, segue abaixo a quantidade de cabos a serem considerados no cálculo da punção, conforme os perímetros determinados pelas normas de dimensionamento.

Figura 5.13 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 2

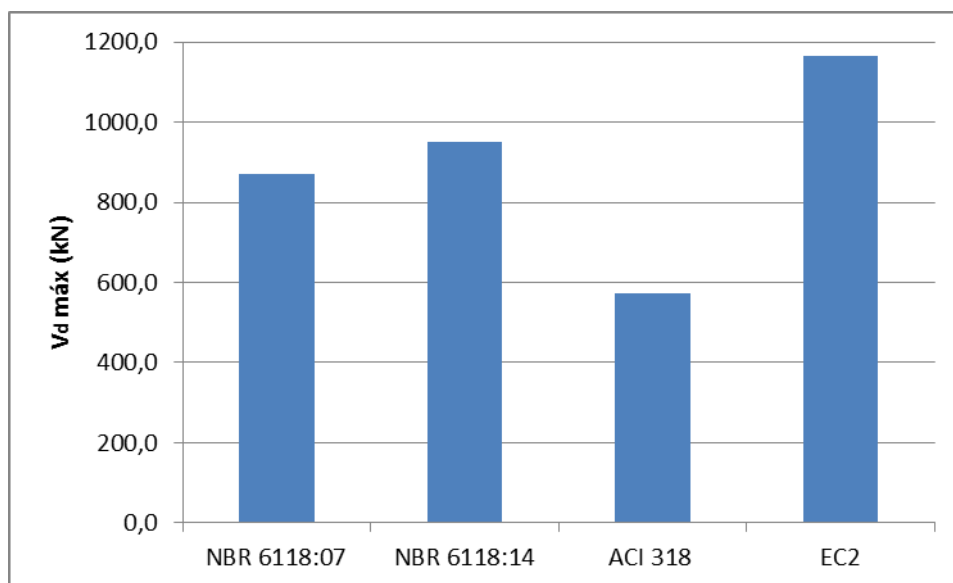


Fonte: Arquivo do autor

5.2.1 Cortantes máximos de cálculo

Para as quatro normas em estudo, os valores são idênticos aos já calculados para o *shopping center* da Situação 1, uma vez que as considerações de projeto são as mesmas. Logo, as planilhas de cálculo são encontradas no anexo D deste trabalho. Os resultados apresentados na Figura 5.14 são, também, iguais aos da Situação 1 de prova de carga.

Figura 5.14 – Cortantes máximos de cálculo para situação 2



Fonte: Elaborada pelo autor

5.3 SITUAÇÃO 3

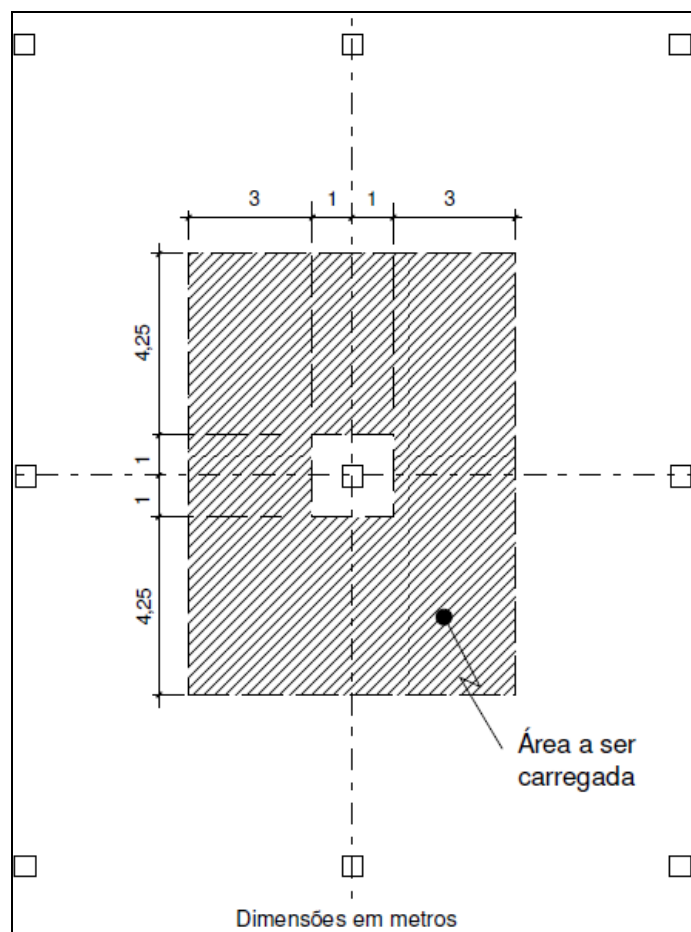
Seguem abaixo os dados da laje em questão:

- Projeto de Shopping Center
- Sobrecarga: 10 kN/m²
- Modulação entre pilares: 8x10,5 m
- Dimensão dos pilares: octogonais, circunscritos a uma circunferência de diâmetro igual a 50 cm.
- Espessura da laje: 22 cm
- Cordoalhas engraxadas: CP190-RB ø12.7 mm
- Resistência à compressão do concreto: 35 MPa

No Anexo C, encontra-se o relatório final da prova de carga executada no local.

A figura 5.15 mostra o esquema da prova de carga de aceitação executada:

Figura 5.15 – Diretrizes para a prova de carga 3



Fonte: Arquivo do autor

A carga transmitida para o pilar nessa situação é de 840 kN que, somada ao peso próprio da estrutura, totaliza 1240 kN.

Figura 5.16 – Ensaio realizado na situação 3



Fonte: Arquivo do autor

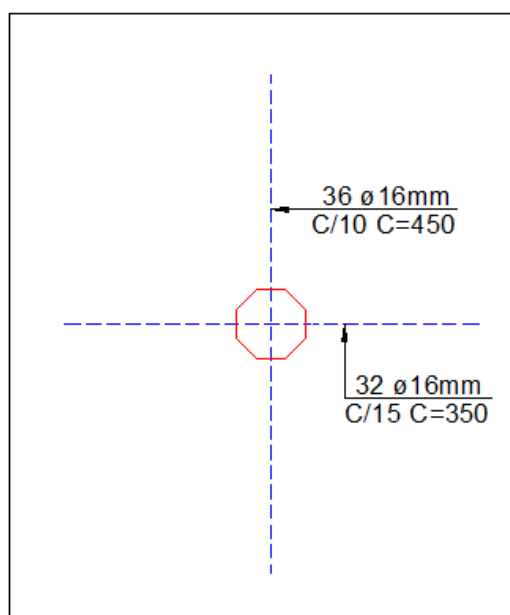
Figura 5.17 – Perímetro de controle na situação 3



Fonte: Arquivo do autor

Abaixo, segue ferragem de flexão negativa da laje em questão, para pilares internos.

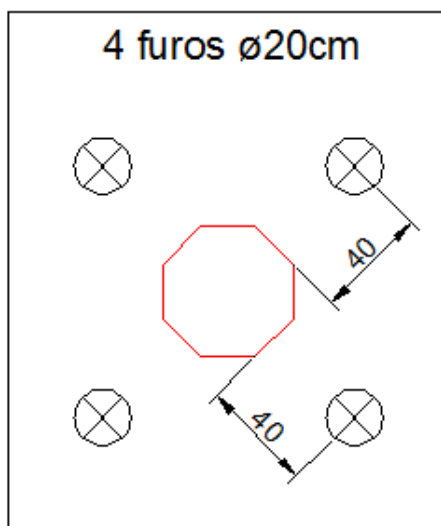
Figura 5.18 – Armação negativa para situação 3



Fonte: Arquivo do autor

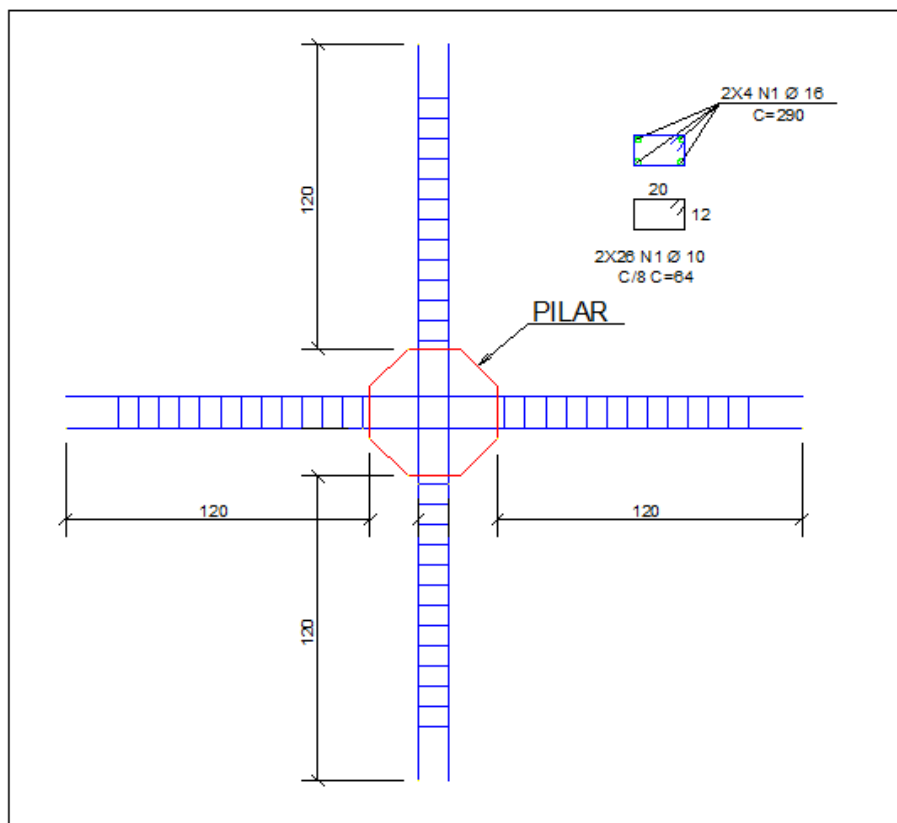
Em torno dos pilares, existem furos conforme figura abaixo:

Figura 5.19 – Furos em torno do pilar para situação 3



Fonte: Arquivo do autor

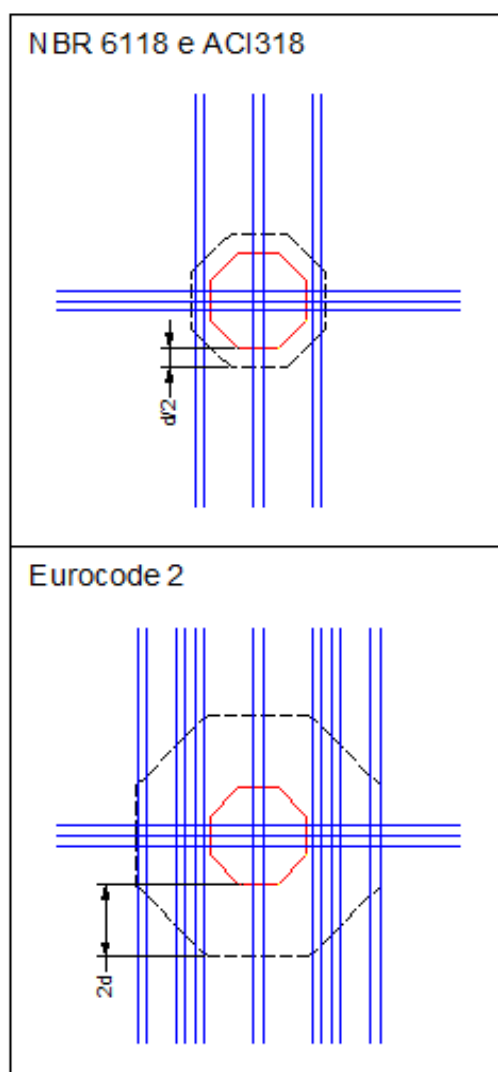
Figura 5.20 – Armadura de punção para situação 3



Fonte: Arquivo do autor

A partir do projeto executivo de distribuição das cordoalhas, segue abaixo a quantidade de cabos a serem considerados no cálculo da punção, conforme os perímetros determinados pelas normas de dimensionamento.

Figura 5.21 – Distribuição dos cabos do projeto executivo de protensão para situação 3



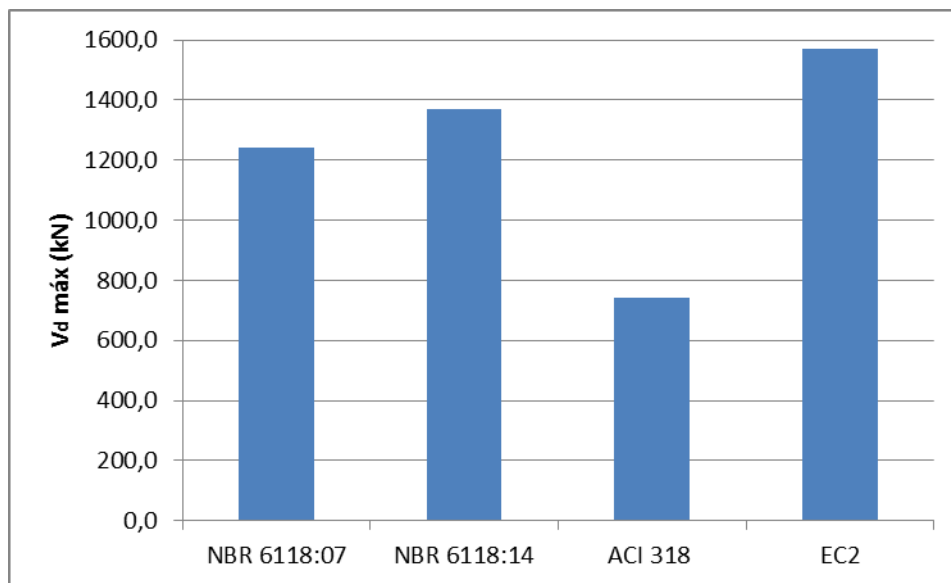
Fonte: Arquivo do autor

5.3.1 Cortantes máximos de cálculo

As planilhas com os cálculos de acordo com as normas NBR 6118:2007, NBR 6118:2014, ACI 318-11 e EC2:2004 são apresentadas no anexo E.

Os resultados obtidos de cortante máximo de cálculo para a laje são observados na figura 5.22, lembrando que os dimensionamentos foram feitos seguindo-se o projeto estrutural original. Dessa maneira, percebe-se que através do EC2 a laje suportaria um carregamento mais elevado, e através do ACI 318 o valor é mais conservador.

Figura 5.22 – Cortantes máximos de cálculo para situação 3



Fonte: Elaborada pelo autor

5.4 ANÁLISE DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga apresentadas no trabalho podem fornecer dados e indicações importantes a respeito do grau de conservadorismo das normas, em se tratando de exemplos reais de lajes.

Nos dois primeiros casos ensaiados, temos aplicada à laje uma carga suficiente para gerar uma reação de 930 kN ao pilar.

Considerando-se que o cortante máximo nominal (N_k) é o valor do cortante máximo de cálculo (N_d) dividido por 1,4 (coeficiente de segurança), temos:

Tabela 5.1 – Valores de carregamento de cálculo e nominal (provas de carga 1 e 2)

	N_d (kN)	N_k (kN)
NBR 6118:2007	872	623
NBR 6118:2014	952	680
ACI 318-11	574	410
EC2:2004	1165	832

Fonte: Elaborada pelo autor

Nota-se que para as quatro normas estudadas, a laje em questão não passaria no dimensionamento, uma vez que a carga de 930 kN é superior aos valores de carregamento máximo nominal mostrados na Tabela 5.1.

Através das normas NBR 6118:2007 e ACI 318-11 a laje já haveria ultrapassado o valor de força cortante máxima de cálculo (N_d). Por meio da NBR 6118:07, a força cortante estaria cerca de 7% acima desse limite, e pela americana, 62%.

Considerando-se a NBR 6118:2014, a laje da prova de carga já estaria utilizando 92% do coeficiente de segurança de majoração das cargas.

O Eurocode é a norma que mostra um menor grau de conservadorismo nessa comparação de carregamento máximo suportado, sendo que a laje da prova de carga estaria utilizando 29,5% do coeficiente de segurança.

Para o terceiro caso, a carga total transmitida ao pilar é de 1240 kN.

Considerando-se, novamente, que o cortante máximo nominal (N_k) é o valor do cortante máximo de cálculo (N_d) dividido por 1,4 (coeficiente de segurança), temos:

Tabela 5.2 – Valores de carregamento de cálculo e nominal (prova de carga 3)

	N_d (kN)	N_k (kN)
NBR 6118:2007	1240	886
NBR 6118:2014	1370	979
ACI 318-11	744	531
EC2:2004	1572	1123

Fonte: Elaborada pelo autor

As normas NBR 6118:2007 e ACI 318-11 são novamente as mais conservadoras para esse caso de carregamento máximo suportado. A norma brasileira calcula um

valor máximo de N_d igual a 1240 kN, valor idêntico ao aplicado na prova de carga. Através da norma americana, já se estaria 67% acima da força cortante máxima de cálculo, resultante a partir das suas formulações.

Dimensionando a laje pela NBR 6118:2014, a carga transmitida ao pilar, para o cálculo da punção, estaria utilizando 66,7% do coeficiente de segurança.

Outra vez mostrando menos conservadorismo, a norma europeia é a que resulta num valor de carregamento nominal mais próximo ao aplicado à laje ensaiada, de maneira que, através dela, a laje estaria utilizando 26% do coeficiente de segurança de majoração das cargas, requerido nos dimensionamentos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais a respeito de todas as comparações desenvolvidas ao longo do trabalho.

Inicialmente, são expostas as conclusões sobre a análise teórica desenvolvida nos capítulos 3 e 4 e, em seguida, as considerações sobre os resultados obtidos nas provas de cargas do capítulo 5.

Ao final, serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros, de maneira que este estudo tenha continuidade visando sempre a um refinamento das normas de dimensionamento.

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados teóricos desenvolvidos no trabalho mostram-se bastante úteis na comparação das normas NBR 6118:07, NBR 6118:14, ACI 318-11 e EC2:2004. A seguir, serão apresentadas considerações que podem ser retiradas de todas as análises.

6.1.1 Armaduras de punção calculadas nos exemplos teóricos

Inicialmente, pode-se afirmar que para todos os casos, à medida que o carregamento da laje se eleva, as armaduras necessárias também sofrem um acréscimo.

O aumento da seção dos pilares e da resistência do concreto proporciona uma redução das armaduras de cisalhamento calculadas.

No ACI 318, a elevação da taxa de armadura de flexão não influencia na resistência ao cisalhamento, mas para a NBR 6118:2007, NBR 6118:2014 e EC2, há uma diminuição considerável na armadura de punção necessária.

Analisando as armaduras de punção, calculadas através de cada norma, nota-se que quanto maior o nível de protensão, menos armadura de cisalhamento é necessária. Além disso, as armaduras de cisalhamento sofrem grande influência da taxa de armadura de flexão adotada, mas pouco variam quando se altera a resistência do concreto.

Analisando os resultados de armadura de punção (Tabelas 3.1 a 3.8), nota-se que os valores encontrados para o Eurocode são os mais econômicos, seguido pela NBR 6118:2014 e NBR 6118:2007. Nos exemplos do presente estudo, o ACI 318 teve o pior desempenho para todos os níveis de carregamento e para as diversas variáveis em questão.

No capítulo 4.2, os gráficos 1 a 24 mostram que, para carregamentos maiores, a diferença entre as armaduras de punção calculadas pelas quatro normas tende a diminuir, assim como a economia que uma gera em relação à outra.

A Tabela 4.13 mostra que o aumento da protensão, para a NBR 6118:2007, proporcionou uma redução de 5% a 25% na armadura de punção calculada. A formulação dessa norma considera, para alívio da carga, apenas os cabos que passam dentro do perímetro afastado $d/2$ da face do pilar e, assim, os resultados não sofrem alteração significativa com esse acréscimo de tensão.

A NBR 6118:2014 passou a adotar uma maior influência da protensão na resistência à punção calculada para as lajes, visto que além de considerar os cabos que passam pelo perímetro afastado $d/2$ da face do pilar, considera-se também o valor de $0,1 \sigma_{cp}$ como acréscimo na tensão resistente. Então, no geral, observa-se uma redução percentual variando de 12% a 40% com o aumento da compressão no plano da laje.

A tabela 4.15 mostra que, para a norma americana, não há alteração no valor da armadura calculada variando-se a tensão de compressão da laje. Esse fato é explicado pelo limite imposto à resistência do concreto, de $0,17\sqrt{f'c}$, quando se utiliza armadura de cisalhamento. Dessa forma, pode-se dizer que para o ACI 318, o aumento do nível de protensão tem influência apenas nas lajes sem armadura de punção, devido à parcela de $0,3 \sigma_{cp}$ adotada.

Uma vez que o Eurocode considera os cabos que passam num perímetro afastado de $2d$ do pilar e também $0,1 \sigma_{cp}$ como acréscimo na tensão resistente, essa norma é a que mais sofre a influência do acréscimo de protensão entre as comparações individuais, com reduções de 20% a 86%, como mostrado na Tabela 4.16.

6.1.2 Valores de cortantes máximos sem armadura de punção

No geral, o ACI tem os resultados mais arrojados quando se comparam os casos com menor taxa de armadura de flexão. Além disso, nota-se que o aumento da resistência do concreto esbarra no limite de τ_c , imposto pela norma, não proporcionando acréscimo no valor do carregamento máximo alcançado, a partir de 35 MPa, como pode ser visto na Tabela 4.17.

O EC2:2004 e a NBR 6118:2014 são as normas menos conservadoras nos casos de maior taxa de armadura de flexão, e apresentam resultados ligeiramente inferiores ao ACI 318 quando essas taxas são baixas.

A NBR 6118:2007 gerou os piores resultados de carregamento máximo para taxas baixas de armadura de flexão. Para taxas altas, esse código supera apenas o ACI 318-11.

Para todas as situações, o aumento da seção dos pilares acarreta acréscimo do carregamento máximo suportado pela laje.

A elevação da resistência do concreto proporciona um aumento da resistência das lajes, exceto para o ACI 318, como citado anteriormente.

6.1.3 Considerações finais referentes às provas de carga

Podemos notar que as quatro normas comparadas possuem formulações que geram resultados conservadores quando analisados os ensaios de carregamento.

Pode-se observar, através dos relatórios das provas de carga (apêndices A e B), que nas situações 1 e 2 não houve fissuração, e na situação 3, apenas pequenas fissuras de flexão foram vistas utilizando-se lupa e fissurômetro.

Vale lembrar que Montoya (2009) diz que lajes começam a fissurar com valores de 50% a 60% da carga de ruptura. Desse modo, para as situações 1 e 2, supondo conservadoramente que essas lajes tenham atingido 60% da máxima resistência à punção, pode-se dizer que elas suportariam pelo menos 1550 kN de força cortante. Como a carga nominal é 930 kN, isso equivaleria a um valor 19% maior que 1302 kN (força cortante de cálculo).

Na situação 3, foi observado no ensaio uma mínima fissuração em torno do pilar (ver apêndice C). Utilizando a mesma consideração das situações 1 e 2, essa laje teria resistência suficiente para suportar uma carga de 2066 kN. Como a carga nominal é 1240 kN, isso equivaleria também a um valor 19% maior que 1736 kN (força cortante de cálculo).

6.2 CONCLUSÕES

As análises mostram que o Eurocode é uma norma que gera resultados mais econômicos, quando se trata de armaduras de punção, principalmente para carregamentos maiores, seguida da NBR 6118:2014 e da NBR 6118:2007. Já a norma americana é a menos econômica, pois, como mencionado anteriormente, as taxas de armadura de flexão não influenciam no cálculo da punção e há limitações acentuadas referentes à resistência à compressão do concreto.

Em termos gerais, para lajes com sobrecarga baixa, pode ser econômico um dimensionamento através do ACI 318-11, uma vez que, como demonstrado ao longo deste trabalho, a norma pode gerar um resultado que dispense a utilização da armadura de punção. O EC2:2004 e a NBR 6118:2014 vêm logo a seguir, sendo que a NBR 6118:2007 gera os resultados mais conservadores de dimensionamento. A NBR 6118:2014 conseguiu se aproximar dos resultados do Eurocode, ainda que não adote nos cálculos a quantidade de cordoalhas consideradas pelo EC2 para alívio da carga vertical. Entretanto, pode-se afirmar que a inserção da tensão de compressão no plano da laje já foi um fator importante para resultados menos conservadores de armadura de punção.

A compressão no plano da laje já poderia ter sido estudada e adotada há mais tempo, pois isso já vem sendo feito pelos americanos desde a década de 60, inclusive num valor três vezes maior que a norma europeia. Apesar disso, a última revisão da NBR foi promissora no sentido de que a visão pode estar se voltando para mais economia nos cálculos, com dimensionamentos cada vez mais precisos e fiéis à realidade, principalmente das lajes protendidas.

Percebe-se, claramente, que os resultados gerados pelo ACI são prejudicados pelo fato de a contribuição do concreto (τ_c) ser bastante limitada e também pela seção crítica ser conservadora no cálculo de V_p . Quando há a necessidade de utilização de armadura de punção, a compressão no plano da laje não influencia nos cálculos devido à limitação do τ_c . Dessa forma, a laje protendida acaba sendo calculada, praticamente, como concreto armado.

Havendo necessidade de utilização de armadura de punção, a NBR 6118:2007 obtém resultados um pouco menos conservadores que o ACI-318, apesar de não considerar a compressão no plano da laje.

Com relação às provas de carga, observa-se que o Eurocode é a norma com menor grau de conservadorismo, apesar de suas previsões para carregamentos máximos

de cálculo não serem suficientes para atender, na totalidade, aos coeficientes de segurança necessários ao dimensionamento. A NBR 6118:07 e o ACI 318 foram as normas que indicaram uma menor resistência para as lajes ensaiadas nas três situações.

Como já foi dito, não ocorreram fissuras consideráveis que indicassem uma ruptura próxima. Outro fato interessante, que se pode observar nos anexos, é que as lajes deformaram-se elasticamente, voltando à suas posições originais quando os carregamentos foram retirados. Isso indica que os cabos de protensão realmente retardam o aparecimento das fissuras através da compressão aplicada ao plano das lajes, mantendo a inércia da seção inalterada até carregamentos mais elevados.

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando à continuidade dos estudos nesta área, sugere-se os seguintes temas:

- Análise de ensaios de ruptura à punção que atinjam a carga máxima para cada situação.
- Estudo de ensaios em lajes protendidas com feixes nas duas direções, visando comparar com resultados de lajes detalhadas em feixes e uniformes.
- Análises comparativas em pilares de borda e canto para as quatro normas abordadas neste trabalho.
- Comparação de normas para lajes com espessuras diferentes, a fim de se verificar-se a influência dessa variável nos resultados.
- Análise da carga estimada para os códigos em questão considerando as mesmas lajes deste trabalho, porém em concreto armado, para que seja observado o acréscimo de resistência que cada código fornece em seus cálculos, considerando a presença das cordoalhas.

- Estudo de lajes protendidas sem armadura de flexão, apenas com cordoalhas engraxadas. Dessa forma, seria visualizada a real influência apenas dos cabos de protensão na resistência da laje.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI318: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Detroit, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

BRAESTRUP, M.W.; REGAN, P.E., **Punching Shear in Reinforced Concrete: A State of the Art Report**. CEB Bulletin d'Information, nº168, 1985

CARVALHO, Alessandra L., **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não Aderentes e Armadura de Cisalhamento**. 2005. 423 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil), Universidade de Brasília, Brasília/ DF, 2005.

CARVALHO, Clauderson B., **Análise Crítica dos Critérios Normativos de Dimensionamento à Punção em Lajes Lisas**. 2008. 215 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

DILGER, W.H., **Practical shear reinforcement for concrete flat slabs**. Concrete Construction, v.35, nº2, p.223-225 (1990)

EMERICK, Alexandre A., **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**, 116 f. Brasília, 2002.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EUROCODE 2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules and Rules for Building**. Bruxelas, 2004

FARIA, Elvies L., **Análise Crítica dos Critérios Normativos de Dimensionamento à Punção em Lajes Lisas**. 2004. 260 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

FUSCO, P. B., **Técnica de armar estruturas de concreto**. Editora Pini, 1ª edição, 1995.

HONORATO, Marcos O. , **Punção em Lajes Lisas Protendidas com Pilares de Borda e Cordoalhas Não Aderentes**. 2008. 195 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil), Universidade de Brasília, Brasília/ DF, 2008.

JOST, Daniel T., **Análise de Peças fletidas com Protensão Não Aderente pelo Método dos Elementos Finitos**. 2006. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

LEONHARDT, F.; MONNIG, E., **Construções de Concreto - Casos Especiais de Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado**. Ed. Interciência, Vol.2, 2007.

LEONHARDT, F. **Construções de Concreto – Concreto Protendido**. Ed. Interciência, Vol.5, 2007.

MELGES, José L. P., **Análise Experimental da Punção em Lajes de Concreto Armado e Protendido**. 2001. 233 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MONTOYA, P. Jiménez; MESEGUER, Álvaro G.; CABRÉ, Francisco M.; PORTERO, Juan Carlos A., **Hormigón Armado**. Ed. Gustavo Gili, 2009.

REGAN, P.E., **Shear Combs, Reinforcement Against Punching**. The Structural Engineer, v.36B, nº4, p. 76-84, 1985.

SACRAMENTO, P. V. P.; et al., **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado Sem Armadura de Cisalhamento**, Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Vol. 5, nº5, p. 659-691, 2012.

SILVA, Ricardo J. C., **Punção de Lajes Cogumelo Protendidas com Cordoalhas Não Aderentes e Pilares de Diferentes Dimensões**. 2005. 223f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil), Universidade de Brasília, Brasília/ DF, 2005.

VILLAVERDE, Vladmir B., **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Protendido com Cabos Não Aderentes na Ligação Laje-Pilar de Borda**. 2008. 337f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil), Universidade de Brasília, Brasília/ DF, 2008.

ANEXO A

- RELATÓRIO DA PROVA DE CARGA DO CASO 1 –

A seguir, serão apresentadas as principais partes do relatório elaborado pela empresa contratada para a execução da prova de carga.

Os nomes das empresas envolvidas foram ocultados.

RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

- PROVA DE CARGA EM TORNO DO PILAR P.261 DA LAJE DE PISO
DO L.2 -

Cliente: [REDACTED]

Obra: [REDACTED]

1 – OBJETIVO

O presente relatório tem por finalidade apresentar os resultados do ensaio de Prova de Carga realizado em torno do Pilar P.261 na laje de piso do L2. Tal laje é parte componente da obra do Shopping [REDACTED], localizada em Cariacica/ES.

2 – DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os seguintes documentos foram utilizados como referência para a execução o ensaio e a elaboração do presente relatório:

- NBR 9607:2013 – Ensaio de prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido.
- Diretrizes para a prova de carga – Esquema geral de distribuição do carregamento sobre a laje, de autoria da [REDACTED].

3 – METODOLOGIA ADOTADA

O ensaio de prova de carga foi realizado entre os dias 13/09/13 e 14/09/13 pela equipe técnica de engenharia da [REDACTED].

As estruturas auxiliares, compostas por andaimes de sustentação das vigas metálicas de referência e por andaimes de acesso para leitura dos deflectômetros, foram montadas no dia anterior ao ensaio, em 12/09/13.

Para acompanhamento dos deslocamentos verticais da laje, foram instalados 04 (quatro) deflectômetros digitais, com precisão de 0,01mm, na linha de eixo dos pilares, em torno do pilar P.261:

- 04 (quatro) extensômetros posicionados a 1,0 m do eixo do pilar P.261.

Os estágios de carregamento e descarregamento foram definidos de forma a atender o disposto no item 5.4.3 da NBR 9607. Foram adotados: 06 (seis) estágios de carregamento com incrementos de sobrecarga de, aproximadamente, 297,5 kgf./m² e 05 (cinco) estágios de descarregamento com decrementos de sobrecarga de, aproximadamente, 356,7 kgf./m².

Em cada estágio os deslocamentos foram lidos imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente, seguindo-se leituras, decorridos cinco, dez e quinze minutos ou até a estabilização dos deslocamentos por um período mínimo de quinze minutos.

A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1780 kgf./m². A sobrecarga foi aplicada através de sacos de cimento, contendo massa equivalente à 50 Kg por unidade. Durante as etapas de carregamento e descarregamento, os sacos de cimento foram devidamente posicionados na região (área) da prova de carga, conforme o projeto de paginação de cargas existente, para garantir a melhor distribuição (mais homogênea) possível da sobrecarga na estrutura.

A sobrecarga máxima (1780 kgf./m²) do ensaio foi mantida por um intervalo de 14 horas entre a estabilização dos deslocamentos para a leitura final do processo de carregamento. O descarregamento foi procedido aproximadamente 1 hora após a realização da leitura final (decorridas 14 horas da aplicação da sobrecarga máxima). Após o período de aproximadamente 1 hora da retirada completa da sobrecarga da estrutura (sacos de cimento), foi realizada uma nova leitura, no dia 14/09/13.

Simultaneamente à aplicação do carregamento, foi acompanhado o desenvolvimento de fissuração na laje, visualmente (olho nu) e através de lupa.

A área de realização dos ensaios foi isolada através de 'cerquite' para evitar o acesso de pessoas não autorizadas e possíveis interferências que pudessem trazer dúvidas às leituras dos instrumentos de medição das deformações.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados das leituras dos deslocamentos da prova de carga em torno do pilar P.261, referente à laje do L.2, são apresentados nas planilhas do anexo A, bem como o gráfico de variação dos deslocamentos em cada estágio. O anexo B apresenta o esquema geral de montagem da prova de carga.

A estabilização dos deslocamentos ocorreu, em todos os estágios, imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente, sendo que as leituras procederam somente até 15 (quinze) minutos depois da leitura inicial, conforme diretriz técnico-executiva.

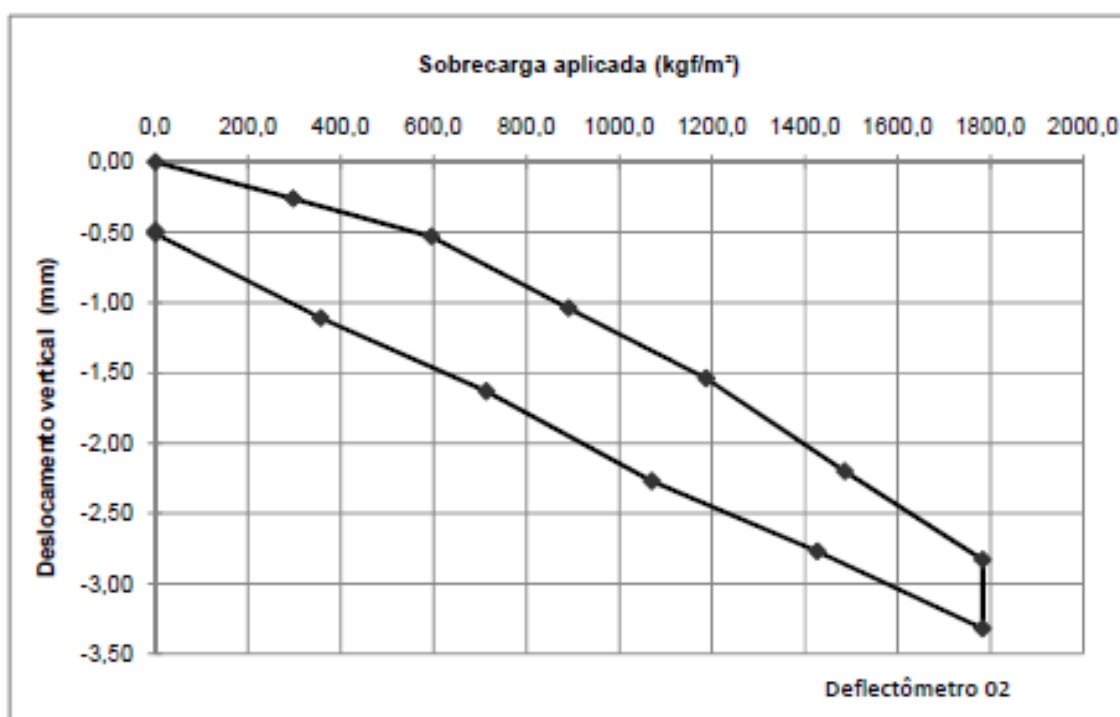
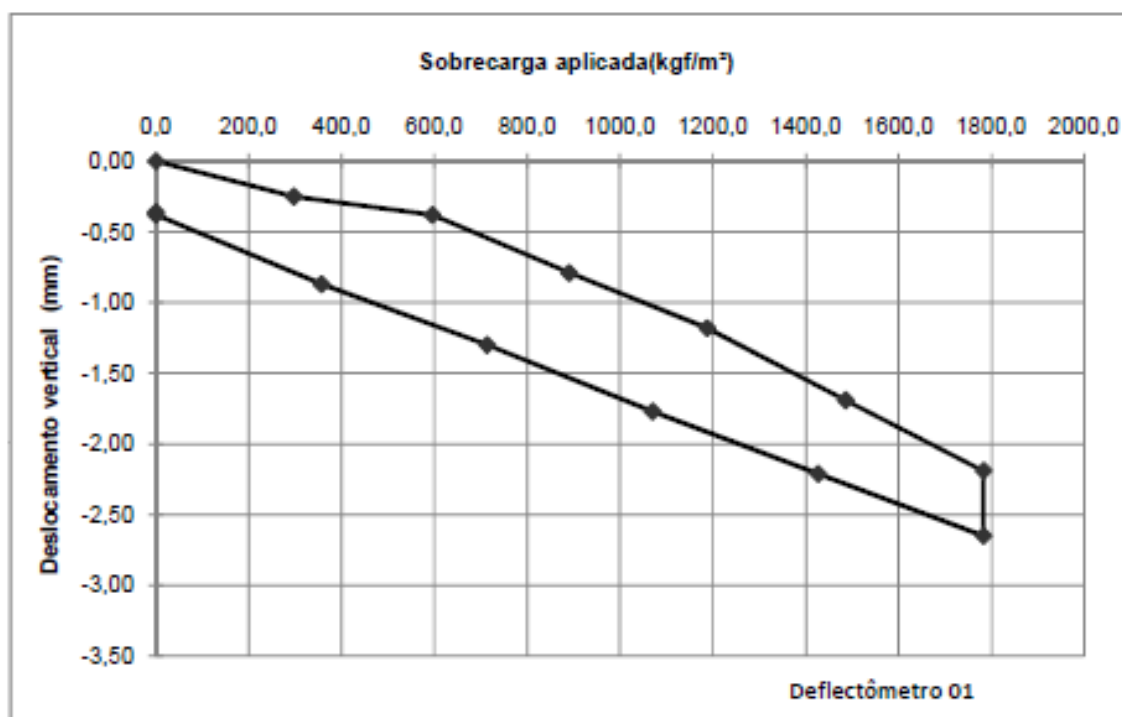
Não foi observada a ocorrência de fissuração na face inferior da laje ensaiada.

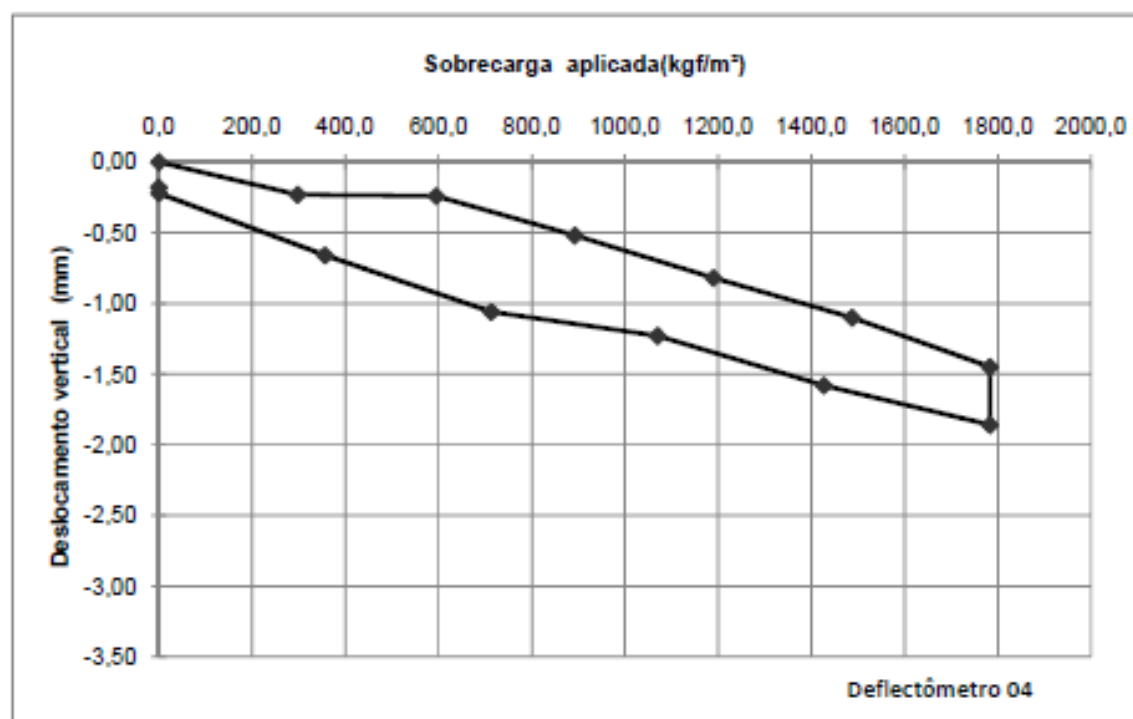
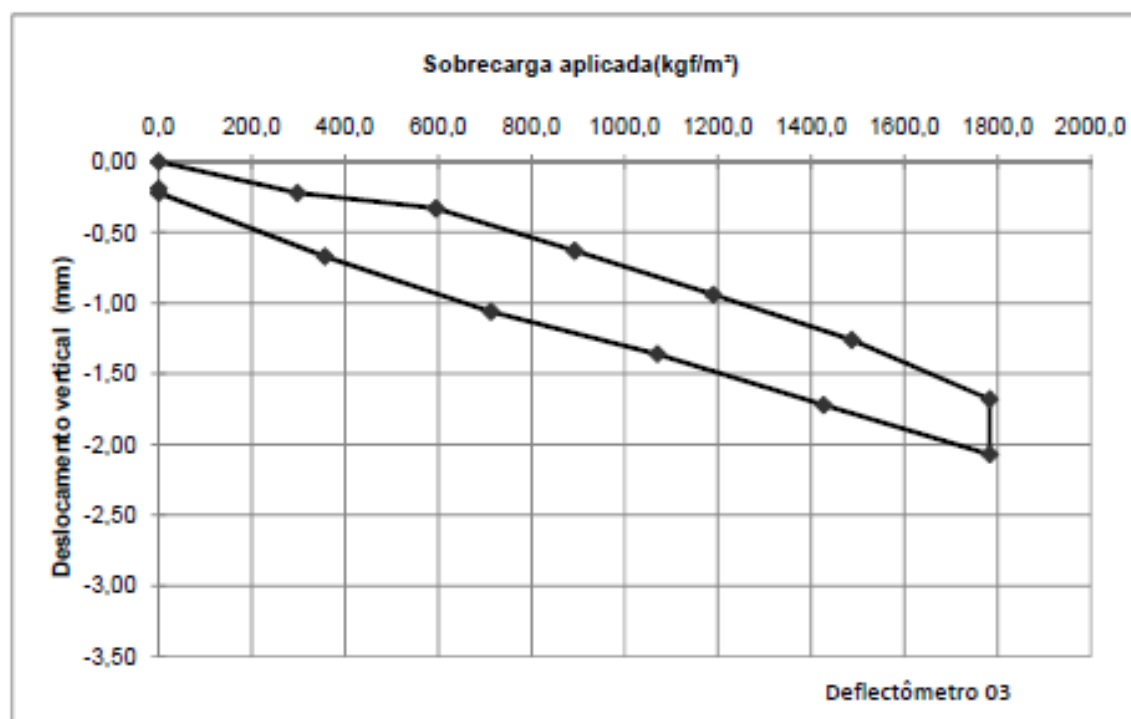
FIM DO RELATÓRIO

Dados da Estrutura: Prova de carga em torno do Pilar P.261 da laje L2 - Área carregada = 60,0 m². Sobre carga máxima = 1780 kgf/m².											
Início: 13/09/13 12 h 50 min				Término: 14/09/13 17 h 15 min							
Data	Hora / Intervalo	Estágio	Sobre carga aplicada (kgf/m²)	Deslocamento vertical (mm)							
				Deflectômetro 01		Deflectômetro 02		Deflectômetro 03		Deflectômetro 04	
				Leitura	Deslocamento vertical (mm)	Leitura	Deslocamento vertical (mm)	Leitura	Deslocamento vertical (mm)	Leitura	Deslocamento vertical (mm)
13/09/13	12:50	0	0,0	-1,22	Leitura inicial	-4,13	Leitura inicial	-1,70	Leitura inicial	-3,02	Leitura inicial
13/09/13	12:55	1º	297,5	-1,43	-0,21	-4,35	-0,22	-1,86	-0,16	-3,19	-0,17
	5'			-1,44	-0,22	-4,37	-0,24	-1,88	-0,18	-3,21	-0,19
	10'			-1,46	-0,24	-4,38	-0,25	-1,90	-0,20	-3,23	-0,21
	15'			-1,47	-0,25	-4,39	-0,26	-1,92	-0,22	-3,25	-0,23
13/09/13	14:24	2º	595,0	-1,60	-0,38	-4,65	-0,52	-2,03	-0,33	-3,26	-0,24
	5'			-1,60	-0,38	-4,65	-0,52	-2,03	-0,33	-3,26	-0,24
	10'			-1,60	-0,38	-4,65	-0,52	-2,03	-0,33	-3,26	-0,24
	15'			-1,60	-0,38	-4,66	-0,53	-2,03	-0,33	-3,26	-0,24
13/09/13	15:13	3º	892,5	-2,00	-0,78	-5,15	-1,02	-2,31	-0,61	-3,53	-0,51
	5'			-2,01	-0,79	-5,15	-1,02	-2,32	-0,62	-3,53	-0,51
	10'			-2,01	-0,79	-5,16	-1,03	-2,33	-0,63	-3,53	-0,51
	15'			-2,01	-0,79	-5,17	-1,04	-2,33	-0,63	-3,54	-0,52
13/09/13	16:19	4º	1190,0	-2,39	-1,17	-5,66	-1,53	-2,63	-0,93	-3,83	-0,81
	5'			-2,39	-1,17	-5,66	-1,53	-2,64	-0,94	-3,84	-0,82
	10'			-2,40	-1,18	-5,67	-1,54	-2,64	-0,94	-3,84	-0,82
	15'			-2,40	-1,18	-5,67	-1,54	-2,64	-0,94	-3,84	-0,82
13/09/13	17:05	5º	1487,5	-2,90	-1,68	-6,31	-2,18	-2,94	-1,24	-4,10	-1,08
	5'			-2,90	-1,68	-6,32	-2,19	-2,95	-1,25	-4,11	-1,09
	10'			-2,91	-1,69	-6,33	-2,20	-2,96	-1,26	-4,12	-1,10
	15'			-2,91	-1,69	-6,33	-2,20	-2,96	-1,26	-4,12	-1,10
13/09/13	17:56	6º	1783,3	-3,37	-2,15	-6,91	-2,78	-3,36	-1,66	-4,43	-1,41
	5'			-3,38	-2,16	-6,93	-2,80	-3,36	-1,66	-4,44	-1,42
	10'			-3,39	-2,17	-6,94	-2,81	-3,37	-1,67	-4,45	-1,43
	15'			-3,40	-2,18	-6,95	-2,82	-3,37	-1,67	-4,46	-1,44
14/09/13	18:30	7º	1783,3	-3,41	-2,19	-6,96	-2,83	-3,38	-1,68	-4,47	-1,45
	07:51			-3,87	-2,65	-7,45	-3,32	-3,77	-2,07	-4,88	-1,86
	09:59			-3,43	-2,21	-6,90	-2,77	-3,42	-1,72	-4,60	-1,58
	5'			-3,41	-2,19	-6,90	-2,77	-3,40	-1,70	-4,59	-1,57
14/09/13	10'	8º	1426,7	-3,41	-2,19	-6,90	-2,77	-3,40	-1,70	-4,59	-1,57
	15'			-3,41	-2,19	-6,90	-2,77	-3,40	-1,70	-4,59	-1,57
	11:25			-2,99	-1,77	-6,40	-2,27	-3,06	-1,36	-4,25	-1,23
	5'			-2,99	-1,77	-6,40	-2,27	-3,06	-1,36	-4,25	-1,23
14/09/13	10'	9º	1070,0	-2,98	-1,76	-6,40	-2,27	-3,06	-1,36	-4,25	-1,23
	15'			-2,98	-1,76	-6,40	-2,27	-3,06	-1,36	-4,25	-1,23
	12:36			-2,97	-1,75	-6,37	-2,24	-3,04	-1,34	-4,22	-1,20
	13:22			-2,52	-1,30	-5,76	-1,63	-2,76	-1,06	-4,08	-1,06
14/09/13	5'	10º	713,3	-2,52	-1,30	-5,76	-1,63	-2,76	-1,06	-4,08	-1,06
	10'			-2,51	-1,29	-5,75	-1,62	-2,75	-1,05	-4,08	-1,06
	15'			-2,51	-1,29	-5,75	-1,62	-2,75	-1,05	-4,08	-1,06
	14:30	11º	356,7	-2,09	-0,87	-5,24	-1,11	-2,37	-0,67	-3,68	-0,66
14/09/13	5'			-2,08	-0,86	-5,24	-1,11	-2,36	-0,66	-3,67	-0,65
	10'			-2,07	-0,85	-5,24	-1,11	-2,36	-0,66	-3,67	-0,65
	15'			-2,07	-0,85	-5,23	-1,10	-2,35	-0,65	-3,67	-0,65
14/09/13	15:45	12º	0,0	-1,60	-0,38	-4,64	-0,51	-1,92	-0,22	-3,24	-0,22
	5'			-1,60	-0,38	-4,63	-0,50	-1,91	-0,21	-3,23	-0,21
	10'			-1,59	-0,37	-4,63	-0,50	-1,90	-0,20	-3,22	-0,20
	15'			-1,59	-0,37	-4,63	-0,50	-1,90	-0,20	-3,22	-0,20
14/09/13	17:15	Final	0,0	-1,58	-0,36	-4,62	-0,49	-1,89	-0,19	-3,20	-0,18

Observações:

A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1780,0 kgf./m², foi aplicada através de sacos de cimento, contendo massa equivalente à 50 Kg por unidade.





ANEXO B

- RELATÓRIO DA PROVA DE CARGA DO CASO 2 –

A seguir, serão apresentadas as principais partes do relatório elaborado pela empresa contratada para a execução da prova de carga.

Os nomes das empresas envolvidas foram ocultados.

RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

- PROVA DE CARGA PARA VERIFICAÇÃO DE PUNÇÃO EM TORNO DO
PILAR P.233 DA LAJE DE PISO DO L.2 -

Cliente: [REDACTED]

Obra: [REDACTED]

1 – OBJETIVO

O presente relatório tem por finalidade apresentar os resultados do ensaio de Prova de Carga em estrutura, realizada nas lajes do Piso do L2, em torno do Pilar P.233 para verificação de punção. Tal laje é parte componente da estrutura de concreto do *Shopping Rio Poty*, que está sendo construído em [REDACTED].

2 – DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os seguintes documentos foram utilizados como referência para a execução do ensaio e a elaboração do presente relatório:

- NBR 9607:2013 – Ensaaios de prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido.
- Diretrizes para a prova de carga – Esquema geral de distribuição do carregamento sobre a laje, de autoria da [REDACTED].

3 – METODOLOGIA DA EXECUÇÃO DA PROVA DE CARGA

O ensaio de prova de carga foi realizado entre os dias 04/10/13 e 05/010/13 pela equipe técnica de engenharia da [REDACTED].

As estruturas auxiliares, compostas por andaimes de sustentação das vigas metálicas de referência e por andaimes de acesso para leitura dos deflectômetros, foram montadas no dia anterior ao ensaio, em 03/10/13.

Para a medição dos deslocamentos verticais da laje, foram instalados 04 (quatro) deflectômetros digitais, com precisão de 0,01mm, nas linhas de eixo em torno do pilar P.233:

- 04 (quatro) extensômetros posicionados a 1,0 m do eixo do pilar P.233.

Os estágios de carregamento e descarregamento foram definidos de forma a atender o disposto no item 5.4.3 da NBR 9607. Foram adotados: 06 (seis) estágios de carregamento com incrementos de sobrecarga de, aproximadamente, 297,2 kgf./m² e 04 (quatro) estágios de descarregamento com decrementos de sobrecarga de, aproximadamente, 445,8 kgf./m².

Em cada estágio os deslocamentos foram lidos imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente, seguindo-se leituras, decorridos cinco, dez e quinze minutos ou até a estabilização dos deslocamentos por um período mínimo de quinze minutos.

A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1783,3 kgf./m². A sobrecarga foi aplicada através de sacos de argamassa, contendo massa equivalente a 25 Kg por unidade. Durante as etapas de carregamento e descarregamento, os sacos de argamassa foram devidamente posicionados na região (área) da prova de carga, conforme o projeto de paginação de cargas existente, para garantir a melhor distribuição (mais homogênea) possível da sobrecarga na estrutura.

A sobrecarga máxima (1783,3 kgf./m²) do ensaio foi mantida por um intervalo de 14 horas e 20 minutos entre a estabilização dos deslocamentos para a leitura final do processo de carregamento e o início do descarregamento. O descarregamento foi iniciado após a realização da leitura final (decorridas 14 horas da aplicação da sobrecarga máxima). Após o período de aproximadamente 1,0 hora da retirada completa da sobrecarga da estrutura (sacos de argamassa), foi realizada uma nova leitura, no dia 04/10/13.

Simultaneamente à aplicação do carregamento, foi acompanhado o desenvolvimento de fissuração na laje, visualmente (olho nu) e através de lupa.

A área de realização dos ensaios foi isolada através de 'cerquite' para evitar o acesso de pessoas não autorizadas e possíveis interferências que pudessem trazer dúvidas às leituras dos instrumentos de medição das deformações.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados das leituras dos deslocamentos da prova de carga em torno do pilar P.233, referente à laje do L.2, são apresentados nas planilhas do anexo A, bem como o gráfico de variação dos deslocamentos em cada estágio. O anexo B apresenta o esquema geral de montagem da prova de carga.

A estabilização dos deslocamentos ocorreu, em todos os estágios, imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente, sendo que as leituras procederam somente até 15 (quinze) minutos depois da leitura inicial, conforme diretriz técnico-executiva.

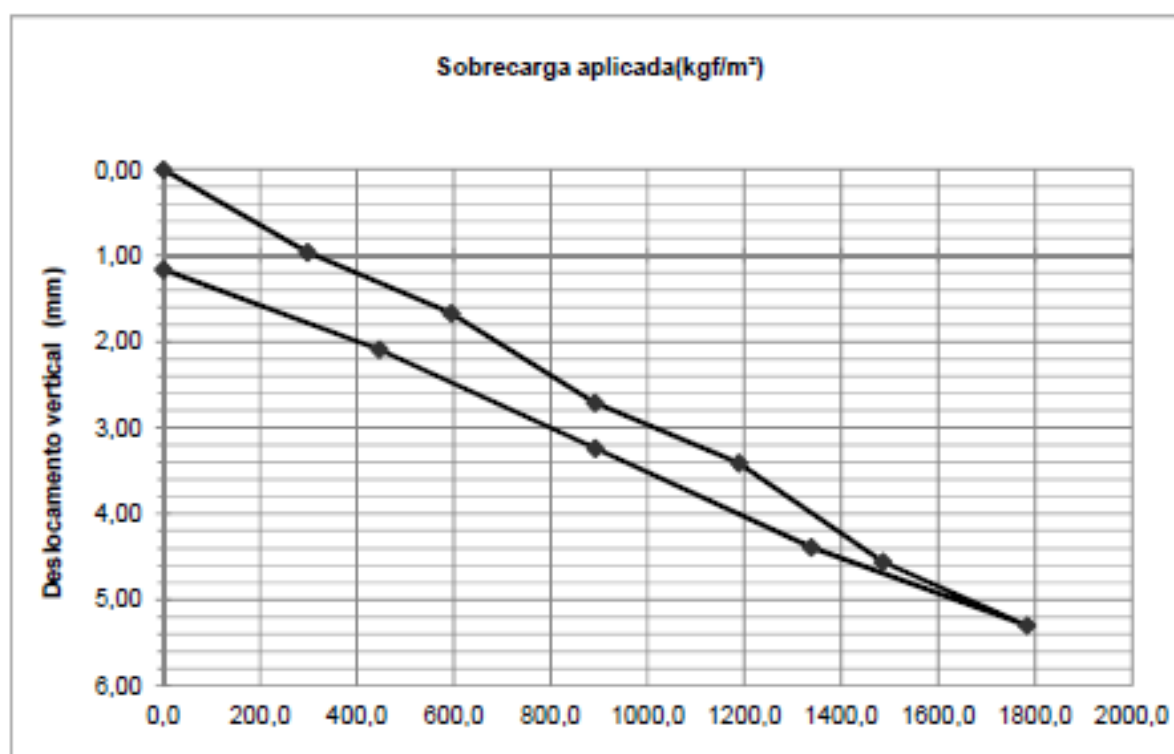
Não foi observada a ocorrência de fissuração em torno do pilar P233 durante a realização do ensaio.

FIM DO RELATÓRIO

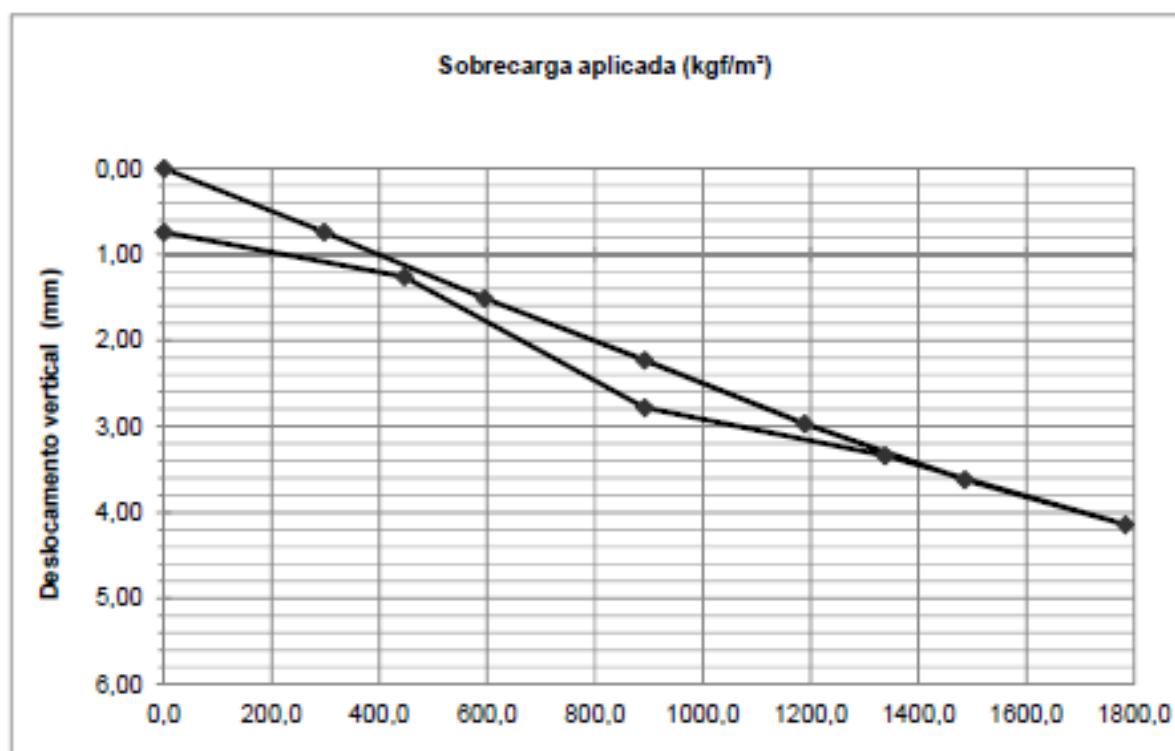
Dados da Estrutura: Prova de carga em torno do pilar P.233 da laje L2 - Área carregada = 64,0 m². Sobrecarga máxima = 1783,3 kgf/m².											
Início: 04/10/13 09 h 01 min				Término: 05/10/13 14 h 00 min							
Data	Hora / Intervalo	Estágio	Sobrecarga aplicada (kgf/m²)	Deslocamento vertical (mm)							
				Deflectômetro 01		Deflectômetro 02		Deflectômetro 03		Deflectômetro 04	
				Leitura	Deslocamento vertical (mm)	Leitura	Deslocamento vertical (mm)	Leitura	Deslocamento	Leitura	Deslocamento vertical (mm)
04/10/13	09:01	0	0,0	0,33	-	0,40	-	0,33	-	0,25	-
04/10/13	11:02	1º	297,1	1,23	0,90	1,10	0,70	0,98	0,65	1,11	0,86
	5'			1,25	0,92	1,11	0,71	0,99	0,66	1,14	0,89
	10'			1,28	0,95	1,13	0,73	1,01	0,68	1,15	0,90
	15'			1,29	0,96	1,14	0,74	1,01	0,68	1,17	0,92
04/10/13	12:05	2º	594,2	1,95	1,62	1,85	1,45	1,86	1,53	1,80	1,55
	5'			1,97	1,64	1,88	1,48	1,88	1,55	1,82	1,57
	10'			1,98	1,65	1,88	1,48	1,88	1,55	1,83	1,58
	15'			2,00	1,67	1,91	1,51	1,89	1,56	1,86	1,61
04/10/13	13:27	3º	891,3	3,01	2,68	2,63	2,23	2,58	2,25	2,68	2,43
	5'			3,03	2,70	2,64	2,24	2,59	2,26	2,71	2,46
	10'			3,04	2,71	2,64	2,24	2,59	2,26	2,71	2,46
	15'			3,04	2,71	2,63	2,23	2,59	2,26	2,71	2,46
04/10/13	14:20	4º	1188,3	3,70	3,37	3,36	2,96	3,52	3,19	3,47	3,22
	5'			3,73	3,40	3,37	2,97	3,53	3,20	3,48	3,23
	10'			3,74	3,41	3,37	2,97	3,54	3,21	3,51	3,26
	15'			3,74	3,41	3,37	2,97	3,54	3,21	3,52	3,27
04/10/13	15:02	5º	1485,4	4,86	4,53	4,00	3,60	4,28	3,95	4,51	4,26
	5'			4,86	4,53	4,00	3,60	4,29	3,96	4,52	4,27
	10'			4,87	4,54	4,01	3,61	4,30	3,97	4,54	4,29
	15'			4,89	4,56	4,02	3,62	4,31	3,98	4,56	4,31
04/10/13	15:45	6º	1783,3	5,79	5,46	4,96	4,56	5,36	5,03	5,31	5,06
	5'			5,80	5,47	4,97	4,57	5,38	5,05	5,33	5,08
	10'			5,81	5,48	4,99	4,59	5,41	5,08	5,36	5,11
	15'			5,82	5,49	4,99	4,59	5,41	5,08	5,36	5,11
04/10/13	30'	6º	1783,3	5,83	5,50	5,00	4,60	5,43	5,10	5,37	5,12
	60'			5,89	5,56	5,11	4,71	5,99	5,66	5,44	5,19
05/10/13	07:10	7º	1337,5	5,63	5,30	4,54	4,14	5,65	5,32	5,06	4,81
	07:47			4,72	4,39	3,75	3,35	4,86	4,53	4,42	4,17
	5'			4,72	4,39	3,75	3,35	4,86	4,53	4,42	4,17
	10'			4,72	4,39	3,75	3,35	4,86	4,53	4,42	4,17
05/10/13	08:35	8º	891,6	4,72	4,39	3,74	3,34	4,85	4,52	4,42	4,17
	5'			3,58	3,25	3,18	2,78	3,79	3,46	3,09	2,84
	10'			3,58	3,25	3,18	2,78	3,79	3,46	3,09	2,84
	15'			3,57	3,24	3,18	2,78	3,79	3,46	3,09	2,84
05/10/13	09:33	9º	445,8	3,57	3,24	3,18	2,78	3,79	3,46	3,09	2,84
	5'			2,4	2,07	1,65	1,25	2,12	1,79	2,15	1,90
	10'			2,41	2,08	1,65	1,25	2,12	1,79	2,16	1,91
	15'			2,42	2,09	1,66	1,26	2,13	1,80	2,17	1,92
05/10/13	10:13	10º	0,0	2,42	2,09	1,66	1,26	2,13	1,80	2,17	1,92
	5'			1,58	1,25	1,2	0,80	1,42	1,09	1,35	1,10
	10'			1,57	1,24	1,21	0,81	1,42	1,09	1,34	1,09
	15'			1,57	1,24	1,21	0,81	1,42	1,09	1,34	1,09
05/10/13	30'	10º	0,0	1,56	1,23	1,2	0,80	1,42	1,09	1,33	1,08
	60'			1,55	1,22	1,2	0,80	1,41	1,08	1,33	1,08
	120'			1,52	1,19	1,17	0,77	1,39	1,06	1,32	1,07
	14:00			1,51	1,18	1,15	0,75	1,39	1,06	1,31	1,06
05/10/13	14:00	10º	0,0	1,49	1,16	1,14	0,74	1,38	1,05	1,30	1,05

Observações:

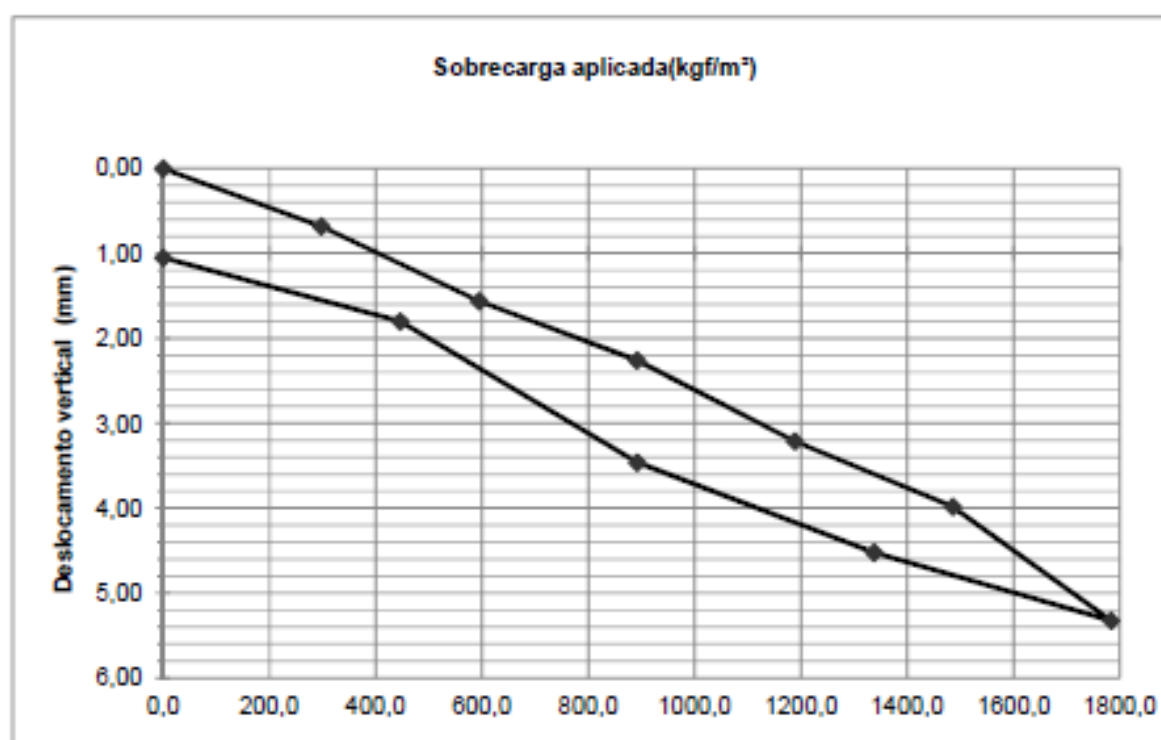
A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1783,3 kgf./m², foi aplicada através de sacos de argamassa, contendo massa equivalente à 25 Kg por unidade.



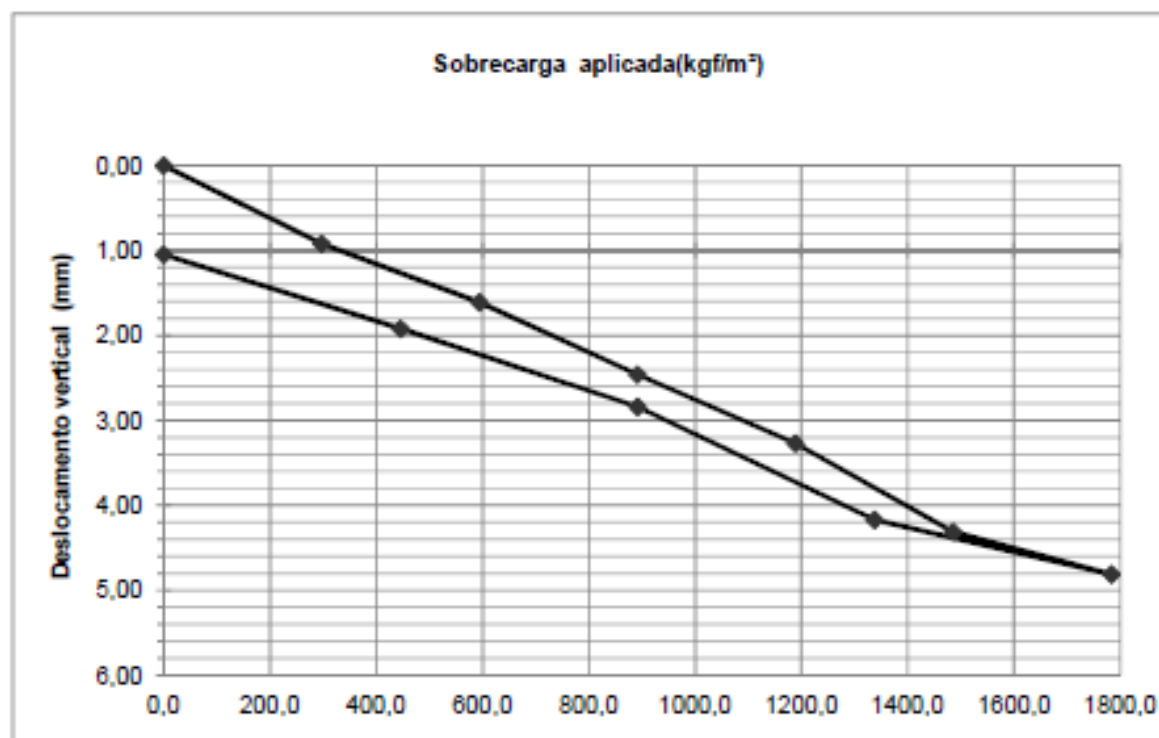
Deflectômetro 01



Deflectômetro 02



Deflectômetro 03



Deflectômetro 04

ANEXO C

- RELATÓRIO DA PROVA DE CARGA DO CASO 3 –

A seguir, serão apresentadas as principais partes do relatório elaborado pela empresa contratada para a execução da prova de carga.

Os nomes das empresas envolvidas foram ocultados.

RELATÓRIO DE PROVA DE CARGA EM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO

- PROVA DE CARGA EM TORNO DO PILAR A.0615
DA LAJE DE PISO DO PAVIMENTO L.1 -

Cliente: 

Obra: 

1 – OBJETIVO

O presente relatório tem por finalidade apresentar os resultados do ensaio de Prova de Carga em estrutura de concreto, para verificação de punção, realizado em torno do Pilar A.0615 na laje de piso do pavimento L1. Tal laje é parte componente da obra do Shopping [REDACTED], localizada em Vila Velha/ES.

2 – DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os seguintes documentos foram utilizados como referência para a execução o ensaio e a elaboração do presente relatório:

- NBR 9607:2013 – Ensaio de prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido;
- Diretrizes para a prova de carga – Esquema geral de distribuição do carregamento sobre a laje, de autoria da [REDACTED].

3 – METODOLOGIAS ADOTADAS

O ensaio de prova de carga foi realizado entre os dias 16/04/14 e 17/04/14 pela equipe técnica de engenharia da [REDACTED].

As estruturas auxiliares, compostas por andaimes de sustentação das vigas metálicas de referência e por andaimes de acesso para leitura dos deflectômetros, foram montadas no dia anterior ao ensaio, em 15/04/14.

Para acompanhamento dos deslocamentos verticais da laje, foram instalados 05 (cinco) extensômetros digitais, com precisão de 0,01mm, na linha de eixo dos pilares e em torno do pilar A.0615, sendo:

- 03 (três) extensômetros posicionados a 1,0 m do eixo do pilar A.615, 01 (um) extensômetro posicionado a 4,0 m do eixo do pilar A.0615 e 01 (um) extensômetro posicionado a 5,25 m do pilar A.0615. Todos os extensômetros foram instalados na parte inferior da laje.

Foram utilizados escoramentos metálicos de segurança, na parte inferior da laje, afastados em média 20 mm do fundo da laje, sendo constantemente monitorados para evitar que houvesse apoio da laje no mesmo em função da deformação da laje submetida ao carregamento da prova de carga.

Os estágios de carregamento e descarregamento foram definidos de forma a atender o disposto no item 5.4.3 da NBR 9607. Foram adotados 05 (cinco) estágios de carregamento com incrementos de sobrecarga de aproximadamente 325,0 kgf/m² e 03 (três) estágios de descarregamento com decrementos de sobrecarga de aproximadamente 542,5 kgf/m².

Os Estágios de Carregamento foram aplicados em uma área de 80,00m², em torno do pilar, conforme anexo B, conforme tabela abaixo:

Estágio	Etapas	Sobrecarga aplicada	carga total aplicada à Laje
0	Inicial	-	
1	Carregamento	325,0 Kgf/m ²	26.000 kg
2	Carregamento	650,0 Kgf/m ²	52.000 kg
3	Carregamento	975,0 Kgf/m ²	78.000 kg
4	Carregamento	1.300,0 Kgf/m ²	104.000 kg
5	Carregamento	1.625,0 Kgf/m ²	130.000 kg
5	Sobrecarga por 12 horas	1.625,0 Kgf/m ²	130.000 kg
6	Descarregamento	1.083,8 Kgf/m ²	86.700 kg
7	Descarregamento	542,5 Kgf/m ²	40.400 kg
8	Término	0,0 Kgf/m ²	0,00 kg

Em cada estágio os deslocamentos foram lidos imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente, seguindo-se leituras decorridas cinco, dez minutos ou até a estabilização dos deslocamentos em cada estágio, por um período mínimo de quinze minutos, com exceção dos últimos estágios de carregamento e descarregamento em que são feitas leituras decorridos 30 minutos e 12 horas, e 30 minutos, respectivamente.

A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1.625 kgf/m². A sobrecarga foi aplicada através de sacos de cimento, contendo massa equivalente a 50 kg por unidade.

Durante as etapas de carregamento e descarregamento, os sacos de cimento foram devidamente posicionados na região (área) da prova de carga, conforme o projeto de paginação de cargas existente, para garantir a melhor distribuição (mais homogênea) possível da sobrecarga na estrutura.

A sobrecarga máxima de 1.625 kgf./m^2 (equivalente a uma carga máxima de 130.000 kgf) do ensaio foi mantida por um intervalo de 12 horas entre a estabilização dos deslocamentos para a leitura final do processo de carregamento e o início do descarregamento. Após a leitura no intervalo de 12 horas com a carga máxima, o cliente solicitou o rebaixamento do topo dos andaimes, que foram instalados como estrutura de segurança, sob a laje, da laje para registro fotográfico e filmagem. Após o reposicionamento dos andaimes foi realizada uma nova leitura dos deslocamentos antes do início do descarregamento.

Simultaneamente à aplicação do carregamento, foi observado o desenvolvimento de fissuração na laje, visualmente (olho nu) e através de lupa e fissurômetro. Não foi observada a ocorrência de fissuração nas faces inferior e superior da laje ensaiada

A área de realização dos ensaios foi isolada através de 'cerquite' para evitar o acesso de pessoas não autorizadas e possíveis interferências que pudessem trazer dúvidas às leituras dos instrumentos de medição dos deslocamentos.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

A estabilização dos deslocamentos ocorreu, em todos os estágios, imediatamente após a aplicação da sobrecarga correspondente.

Os resultados das leituras dos deslocamentos da prova de carga em torno do pilar A.0615, referente à laje do pavimento L.1, são apresentados nas planilhas do anexo A, bem como o gráfico de variação dos deslocamentos em cada estágio. Os anexos B e C apresentam respectivamente, o esquema geral de montagem da prova de carga e a representação fotográfica do ensaio.

FIM DO RELATÓRIO.

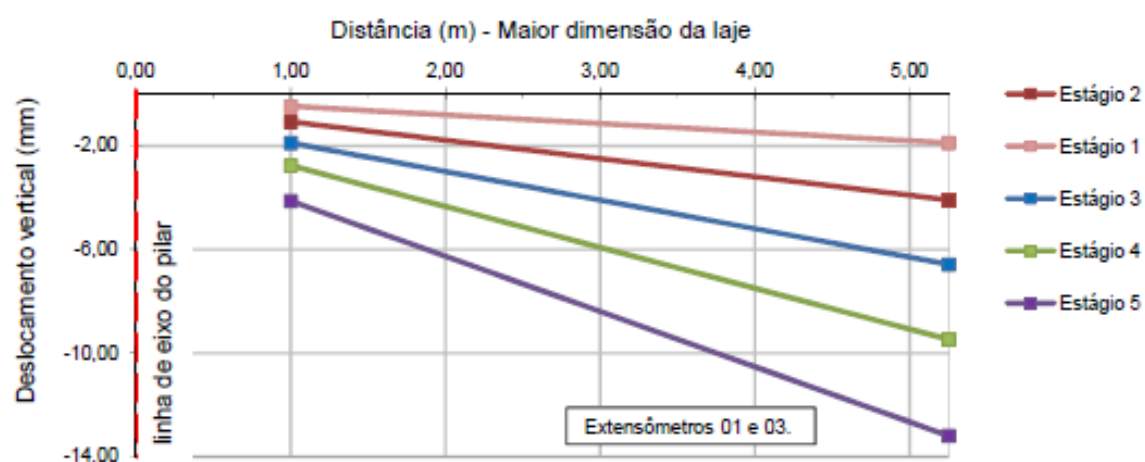
Relatório nº 01/14
Folha 06/06

Dados da Estrutura: Prova de carga em torno do Pilar A.0615 da laje L1- Área carregada = 80,0 m²; Sobrecarga máxima = 1625 kgf/m².													
Início:		16/04/14	20 h 14 min	Término:		17/04/14	19 h 17 min						
Data	Hora / Intervalo	Estágio	Sobrecarga aplicada (kgf/m²)	Deslocamento vertical (mm)									
				Extensômetro 01		Extensômetro 02		Extensômetro 03		Extensômetro 04		Extensômetro 05	
				Leitura	Deslocamento vertical	Leitura	Deslocamento vertical	Leitura	Deslocamento vertical	Leitura	Deslocamento vertical	Leitura	Deslocamento vertical
16/04/14	20:14	0	0,0	-191	Leitura inicial	-175	Leitura inicial	-184	Leitura inicial	-168	Leitura inicial	-193	Leitura inicial
16/04/14	21:10	1º	325,0	-2,35	-0,44	-2,10	-0,35	-2,31	-0,47	-2,83	-1,15	-3,82	-1,89
	5'			-2,35	-0,44	-2,10	-0,35	-2,32	-0,48	-2,83	-1,15	-3,82	-1,89
	10'			-2,35	-0,44	-2,10	-0,35	-2,32	-0,48	-2,83	-1,15	-3,82	-1,89
	15'			-2,35	-0,44	-2,10	-0,35	-2,31	-0,47	-2,83	-1,15	-3,82	-1,89
16/04/14	22:10	2º	650,0	-3,02	-1,11	-2,58	-0,83	-2,90	-1,06	-4,24	-2,56	-6,01	-4,08
	5'			-3,02	-1,11	-2,58	-0,83	-2,91	-1,07	-4,24	-2,56	-6,02	-4,09
	10'			-3,02	-1,11	-2,58	-0,83	-2,91	-1,07	-4,24	-2,56	-6,02	-4,09
	15'			-3,02	-1,11	-2,58	-0,83	-2,91	-1,07	-4,26	-2,58	-6,02	-4,09
16/04/14	23:12	3º	975,0	-3,77	-1,86	-3,20	-1,45	-3,71	-1,87	-5,94	-4,26	-8,48	-6,55
	5'			-3,78	-1,87	-3,20	-1,45	-3,72	-1,88	-5,94	-4,26	-8,50	-6,57
	10'			-3,78	-1,87	-3,20	-1,45	-3,72	-1,88	-5,94	-4,26	-8,50	-6,57
	15'			-3,79	-1,88	-3,21	-1,46	-3,73	-1,89	-5,94	-4,26	-8,51	-6,58
16/04/14	00:12	4º	1300,0	-4,64	-2,73	-3,89	-2,14	-4,58	-2,74	-7,86	-6,18	-11,35	-9,42
	5'			-4,64	-2,73	-3,89	-2,14	-4,58	-2,74	-7,88	-6,20	-11,36	-9,43
	10'			-4,66	-2,75	-3,90	-2,15	-4,60	-2,76	-7,90	-6,22	-11,40	-9,47
	15'			-4,66	-2,75	-3,91	-2,16	-4,60	-2,76	-7,92	-6,24	-11,41	-9,48
16/04/14	01:21	5º	1625,0	-5,74	-3,83	-4,67	-2,92	-5,53	-3,69	-9,87	-8,19	-14,05	-12,12
	5'			-5,75	-3,84	-4,67	-2,92	-5,54	-3,70	-9,89	-8,21	-14,07	-12,14
	10'			-5,77	-3,86	-4,69	-2,94	-5,55	-3,71	-9,92	-8,24	-14,11	-12,18
	15'			-5,78	-3,87	-4,70	-2,95	-5,56	-3,72	-9,94	-8,26	-14,13	-12,20
	30'			-5,80	-3,89	-4,71	-2,96	-5,57	-3,73	-9,96	-8,28	-14,15	-12,22
	14:00			-6,28	-4,37	-5,05	-3,30	-5,97	-4,13	-10,77	-9,09	-15,12	-13,19
17/04/14	*16:07			-6,31	-4,40	-5,08	-3,33	-6,01	-4,17	-10,82	-9,14	-15,21	-13,28
17/04/14	16:47	6º	1083,8	-5,24	-3,33	-4,36	-2,61	-5,11	-3,27	-8,55	-6,87	-11,88	-9,95
	5'			-5,24	-3,33	-4,35	-2,60	-5,10	-3,26	-8,54	-6,86	-11,87	-9,94
	10'			-5,24	-3,33	-4,35	-2,60	-5,10	-3,26	-8,52	-6,84	-11,86	-9,93
	15'			-5,23	-3,32	-4,35	-2,60	-5,10	-3,26	-8,52	-6,84	-11,85	-9,92
17/04/14	17:48	7º	542,5	-4,13	-2,22	-3,50	-1,75	-3,98	-2,14	-5,99	-4,31	-8,01	-6,08
	5'			-4,12	-2,21	-3,50	-1,75	-3,98	-2,14	-5,97	-4,29	-8,00	-6,07
	10'			-4,11	-2,20	-3,49	-1,74	-3,97	-2,13	-5,96	-4,28	-7,97	-6,04
	15'			-4,10	-2,19	-3,48	-1,73	-3,96	-2,12	-5,95	-4,27	-7,97	-6,04
17/04/14	18:47	8º	0,0	-2,93	-1,02	-2,60	-0,85	-2,77	-0,93	-3,37	-1,69	-3,83	-1,90
	5'			-2,93	-1,02	-2,59	-0,84	-2,76	-0,92	-3,36	-1,68	-3,81	-1,88
	10'			-2,92	-1,01	-2,58	-0,83	-2,75	-0,91	-3,35	-1,67	-3,8	-1,87
	15'			-2,91	-1,00	-2,58	-0,83	-2,75	-0,91	-3,34	-1,66	-3,78	-1,85
	30'			-2,91	-1,00	-2,57	-0,82	-2,74	-0,90	-3,33	-1,65	-3,76	-1,83

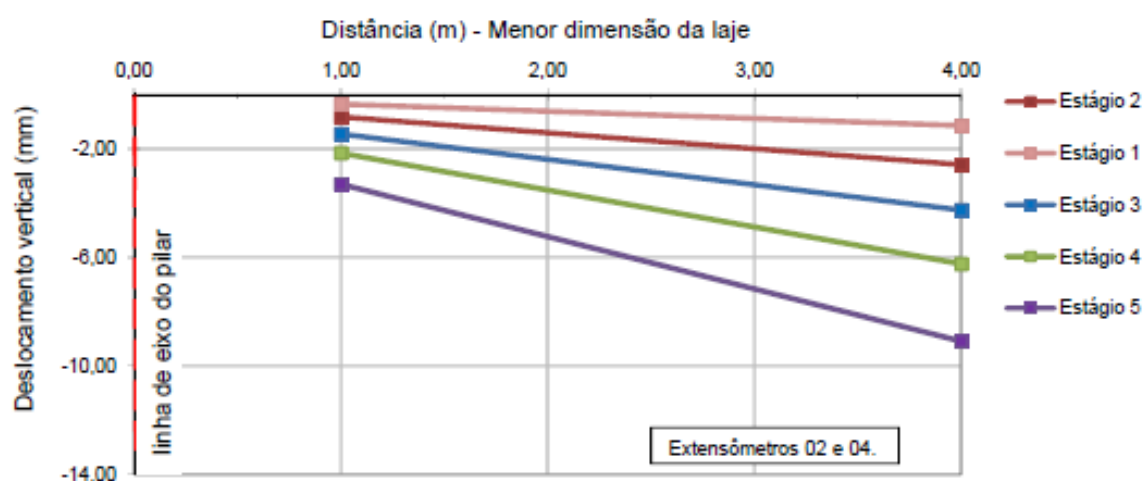
Observações:

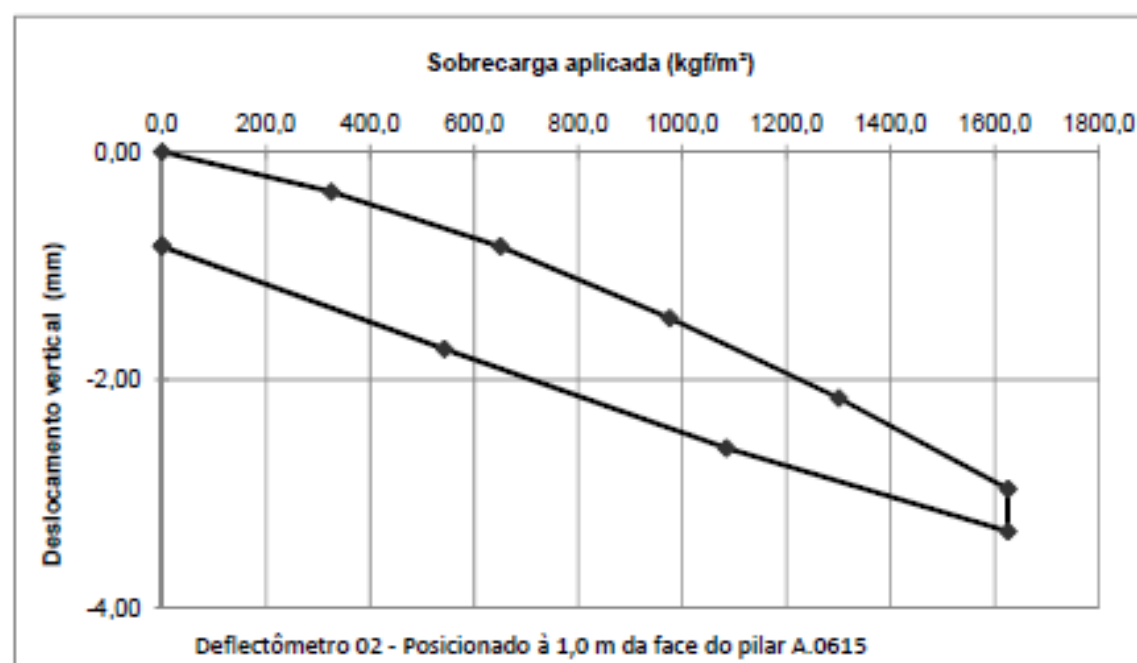
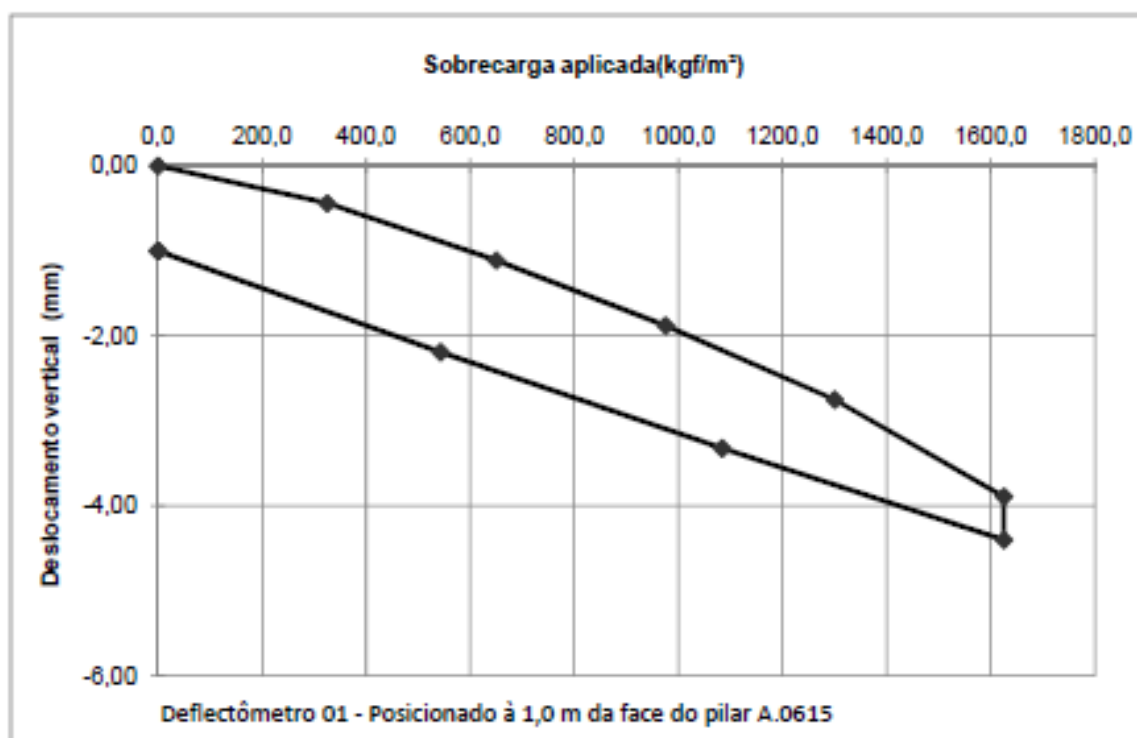
A sobrecarga total aplicada na laje durante o ensaio foi de 1625,0 kgf/m², foi aplicada através de sacos de cimento, contendo massa equivalente à 50 Kg por unidade.

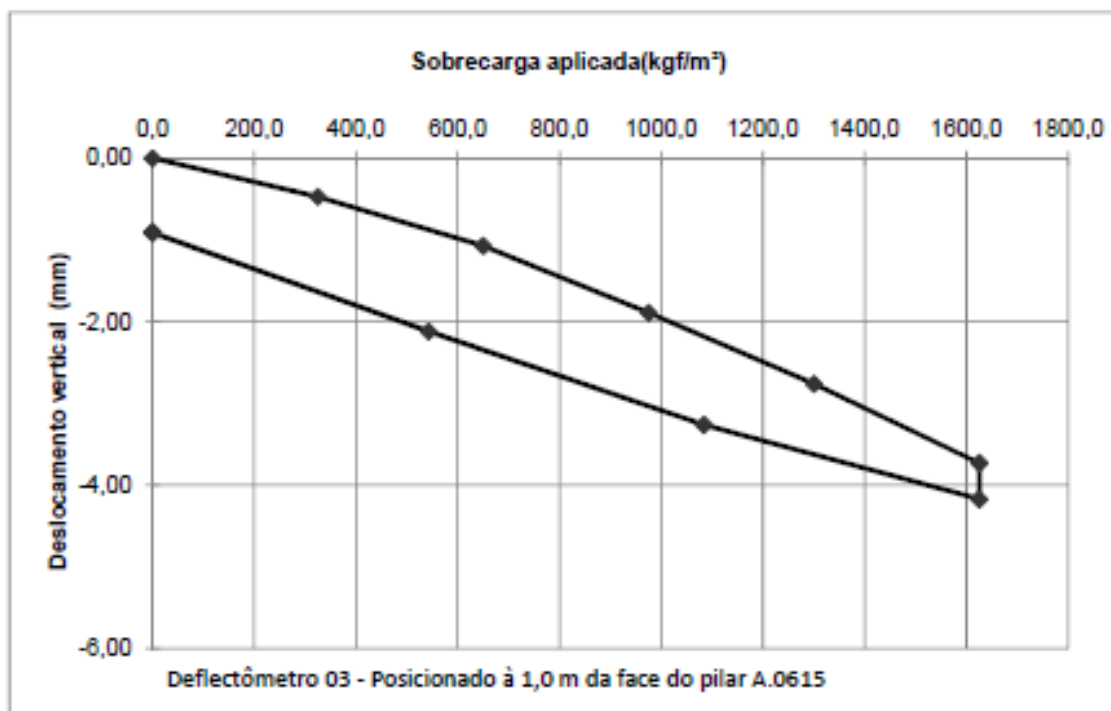
REPRESENTAÇÃO DO DESLOCAMENTO DA LAJE - CARREGAMENTO



REPRESENTAÇÃO DO DESLOCAMENTO DA LAJE - CARREGAMENTO







ANEXO D

- PLANILHAS DE CÁLCULO PARA SITUAÇÕES 1 E 2 DE PROVA DE CARGA –

Neste anexo são apresentadas as planilhas com o valor do cortante máximo de cálculo, para a situação real da obra, considerando-se o projeto existente e executado.

Os dimensionamentos foram feitos de acordo com as normas NBR 6118:2007, NBR 6118:2014, ACI 318-11 e EC2:2004.

- ACI 318-11

O cortante máximo (F_u) calculado é de 574 kN, como mostrado abaixo:

ENTRADA DE DADOS						
Dimensão do Pilar (cm)		Fu (Majorado) (tf)	F'c (MPa)	Esp da laje (cm)	Redução P crítico (cm)	Área de aço (cm ²)
Maior lado (x)	Menor lado (y)					
50	50	57,4	30	18	72,4	8

Ângulo arm (graus)	fyt (MPa)	Espaçamento (cm)	Núm. Cabos por metro
90	420	10	3

PROTENSÃO		
Pk _{inf} (tf)	α _i (graus)	nº cabos
12	2,5	11

fpc (MPa)	2,000	OK !
-----------	-------	------

τ _{p1} (MPa)	0,41
-----------------------	------

VERIF. COM PROTENSÃO				
SEM ARMADURA		COM ARMADURA		
τ _c (MPa)	φ _v (MPa)	τ _c (MPa)	τ _s (MPa)	φ (τ _c +τ _s) (MPa)
2,60	1,95	0,93	1,79	2,042
FALSO		OK !		

d (cm)	15,0
bo (cm)	187,6
τ _u (MPa)	2,040

ANEXO E

- PLANILHAS DE CÁLCULO PARA SITUAÇÃO 3 DE PROVA DE CARGA –

Neste anexo são apresentadas as planilhas com o valor do cortante máximo de cálculo, para a situação real da obra, considerando-se o projeto existente e executado.

Os dimensionamentos foram feitos de acordo com as normas NBR 6118:2007, NBR 6118:2014, ACI 318-11 e EC2:2004.

- ACI 318-11

O cortante máximo (F_u) calculado é de 744 kN, como mostrado abaixo:

Dimensão do Pilar (cm)		Fu (Majorado) (tf)	F'c (MPa)	Esp da laje (cm)	Redução P crítico (cm)	Área de aço (cm ²)
Maior lado (x)	Menor lado (y)					
VAR	VAR	74,4	35	22	56,63	6,4

Ângulo arm (graus)	fyt (MPa)	Espaçamento (cm)	Núm. Cabos por metro
90	420	8	3,5

PROTENSÃO		
Pk _{inf} (tf)	α _i (graus)	nº cabos
12	2,5	9

fpc (MPa)	1,909	OK !
-----------	-------	------

τ _{p1} (MPa)	0,27
-----------------------	------

VERIF. COM PROTENSÃO				
SEM ARMADURA		COM ARMADURA		
τ _c (MPa)	φ _{vc} (MPa)	τ _c (MPa)	τ _s (MPa)	φ(τ _c +τ _s) (MPa)
2,52	1,89	1,01	1,82	2,116
FALSO		OK !		

d (cm)	19,0
b _o (cm)	185,1
τ _u (MPa)	2,116

